



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**DISEÑAR EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE  
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LAS ZONAS #1 Y #4 DE LA  
CIUDAD DE NUEVA GUINEA.**

**Elaborado por:**

Br. Elmer Raúl Mejía Jirón

Br. Oscar David Valle Luna

Br. Jocksan Arislever Palacios Mayen

**Tutor:**

Msc. José Ángel Baltodano Maldonado.

Managua, Enero de 2020.



## ÍNDICE GENERAL

<b>I GENERALIDADES</b>	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos	4
1.5 Descripción del área de estudio	5
1.5.1 Topografía y geografía	5
1.5.2 Población	7
1.5.3 Clima, precipitación y naturaleza	7
1.5.4 Economía	7
<b>II MARCO TEÓRICO</b>	9
2.1 Generalidades	9
2.2 Período de diseño	9
2.3 Proyección de la población	10
2.4 Cantidad de aguas residuales	10
2.4.1 Caudal medio	11
2.4.2 Caudal máximo	11
2.4.3 Caudal mínimo	11
2.4.4 Caudal de infiltración	11
2.5 Hidráulica de las alcantarillas	11
2.5.1 Formula de Manning	11
2.6 Tratamiento de las aguas residuales	16
2.7 Etapas del tratamiento	16
2.7.1 Tratamiento preliminar	16
2.7.2 Tratamiento primario	17
2.7.3 Tratamiento secundario	17

2.7.4 Tratamiento terciario.....	17
<b>III DISEÑO METODOLOGICO .....</b>	<b>19</b>
3.1 Fase de estudio de campo .....	19
3.1.1 Recopilación de información .....	19
3.1.2 Reconocimiento y análisis de la zona en estudio .....	19
3.1.3 Estudio socioeconómico .....	19
3.1.4 Levantamiento topográfico .....	19
3.2 Fase de estudio de gabinete .....	20
3.2.1 Proyección de la población y consumo .....	20
3.2.2 Estimación del caudal de diseño .....	20
3.3 Red de recolección.....	22
3.3.1 Trazado de la red .....	22
3.3.2 Calculo hidráulico de la red .....	22
3.4 Tratamiento de aguas residuales domésticas .....	22
3.5 Tratamiento preliminar.....	23
3.5.1 Rejas de limpieza manual .....	23
3.5.2 Tanque Imhoff .....	25
3.5.3 Tratamiento secundario o biológico.....	26
<b>IV CÁLCULO Y RESULTADOS .....</b>	<b>32</b>
4.1 Conceptualización del proyecto.....	32
4.1.1 Estudio socioeconómico .....	32
4.1.2 Proyección de población .....	39
4.1.2.1 Tasa de crecimiento .....	39
4.1.2.2 Calculo de la proyección de la población .....	39
4.2 Estudio de suelos – zona 1 y zona 4.....	40
4.3 Trazado de colectores .....	42
4.4 Alternativa propuestas para el diseño de planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) .....	44
4.5 Resumen de cantidad de obras del alcantarillado sanitario .....	53
4.6 Elementos de la planta de tratamiento de agua residual.....	54
4.6.1 Canal de entrada.....	54

4.6.2 Rejas .....	55
4.6.3 Desarenador.....	56
4.6.4 Canaleta Parshall .....	57
4.6.5 Tanque Imhoff .....	59
4.6.6 Biofiltros primario.....	63
4.6.7 Cloración .....	66
4.6.8 Remoción de contaminante en las diferentes etapas de tratamiento .....	69
4.6.9 Tratamiento Preliminar .....	70
4.6.10 El tratamiento Primario .....	72
4.6.11 Tratamiento secundario.....	73
4.6.12 Tratamiento Terciario .....	73
4.7 Presupuesto del proyecto.....	73
<b>V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>75</b>
5.1 Conclusiones.....	75
5.2 Recomendaciones.....	76
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>77</b>

## ÍNDICE CUADROS

Cuadro 1 Periodos de diseño para estructura de los sistemas .....	10
Cuadro 2 Coeficiente de rugosidad “n” .....	13
Cuadro 3 Parámetros de diseño del tanque Imhoff .....	26
Cuadro 4 Distribución de la población según sexo.....	32
Cuadro 5 Proyección de la población a partir del año 2019 .....	40
Cuadro 6 Ensayos que se realizan a una muestra de suelo .....	41
Cuadro 7. Clasificación de valor de soporte relativo en estructura de pavimento .	42
Cuadro 8.Datos de topografía .....	45
Cuadro 9.Informe de topografía .....	47
Cuadro 10 Informe de topografía .....	48
Cuadro 11.Cálculo hidráulico .....	49
Cuadro 12 Cálculo hidráulico .....	50
Cuadro 13 Cálculo de caudales .....	51
Cuadro 14 Cálculo de caudales .....	52
Cuadro 15 Dimensiones del canal de entrada.....	54
Cuadro 16 Datos de la reja manual.....	55

Cuadro 17 Desarenador propuesto .....	56
Cuadro 18 Canaleta Parshall .....	57
Cuadro 19 Criterios, dimensiones y caudales de la canaleta Parshall .....	58
Cuadro 20 Tanque Imhoff.....	60
Cuadro 21 Biofiltro primario.....	64

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de macro y micro localización zona donde se realizara el diseño de las alcantarillas Z1 Y Z 4 .....	6
Figura 2. Trazado de colectores para las zonas #1 y #4 de la ciudad de Nueva Guinea.....	43
Figura 3. Tanque Imhoff + Biofiltro .....	44

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Escolaridad de la Población.....	33
Grafico 2.Ocupación de los miembros de la familia .....	34
Gráfico 3.Tenencia de la vivienda .....	35
Gráfico 4 Construcción de las paredes de las viviendas .....	35
Gráfico 5.Divisiones de la vivienda.....	36
Grafico 6.Estado de la vivienda.....	37
Grafico 7.Situación económica de las familias .....	38
Grafico 8.Tipo de cultivo.....	39

# **CAPÍTULO I**

## **GENERALIDADES**

# **I GENERALIDADES**

## **1.1 Introducción**

El agua es uno de los elementos más importantes en nuestro medio ambiente, gracias a ella se puede dar la vida misma y hacer posible la integración de la biósfera en nuestro planeta, la cual es el conjunto que forman los seres vivos; al ser tan propicia para el desarrollo de organismos, significa que también es el ambiente perfecto para dar vida a virus y bacterias, por ende, se debe hacer cargo de la manera adecuada de los desechos y residuos que pueden caer en las aguas de consumo humano.

El Sistema de Alcantarillado Sanitario (SAS), consiste en una serie de tuberías y otras estructuras complementarias, con la finalidad de recibir, conducir y evacuar las aguas residuales de una vivienda, negocio, industria, entre otros y así encargarse de la problemática que representa la contaminación por aguas residuales.

La acumulación y estancamiento del agua residual puede generar contaminación y la presencia de numerosos organismos patógenos presentes en las mismas, que generan enfermedades en los seres humanos.

En su composición se encuentran sólidos orgánicos disueltos y suspendidos, que son sujetos a putrefacción. Los sistemas de alcantarillados sanitarios permiten recolectar las aguas residuales y darle tratamiento adecuado a las mismas para luego depositarla en sitio donde no provoquen daños al medio ambiente.

Por esta razón se pretende diseñar un sistema de alcantarillado sanitario que transporte las aguas residuales, hacia una planta de tratamiento, con el fin de limpiar y reducir la contaminación de dichas aguas, para que puedan ser descargadas al medio ambiente, sin que causen daños al mismo.



## **1.2 Antecedentes**

Desde el inicio de la década de los 80, el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) ha venido trabajando en el abastecimiento de agua potable y saneamiento a las comunidades de Nicaragua; sin embargo en los últimos años, las condiciones higiénicas de la población nicaragüense no han mejorado significativamente.

Según el censo realizado en el año 2005, en Nicaragua solo el 25% de la población tiene acceso a un sistema de alcantarillado. Tomando en cuenta las letrinas o excusado estas cifras aumentarían hasta el 59%, siendo estas cifras aún muy bajas, haciendo referencia a casi siete millones de habitantes actualmente.

Actualmente la ciudad de Nueva Guinea no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario. Descargan sus aguas negras a sumideros y se ha hecho así desde que se fundó el municipio el 05 de marzo de 1965.

En el año 1995 INAA, con la colaboración del Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia (UNICEF). La colaboración de UNICEF ha sido, principalmente, a través de financiamientos para la construcción de obras de agua y saneamiento con la tecnología apropiada para la zona, como lo son los acueductos por gravedad, perforación de pozos con máquina y excavados a manos, equipos de bombeos y capacitaciones a las personas implicadas.

UNICEF en 1996 realizó únicamente estudios en la ciudad de Nueva Guinea para realizar diagnósticos para formular planes de recolección y saneamiento de las aguas de estas ciudades y además de brindar información a nivel de pre-factibilidad de los tipos de sistemas a construir, sistemas que aún no se han implementado.

### **1.3 Justificación**

El motivo de realizar este proyecto, se debe a la necesidad de tener una correcta forma de deshacer los desechos residuales de los habitantes de la ciudad de Nueva Guinea, al ser una problemática real en casi todo el país, ya que el 75% de la población nicaragüense no cuenta con alcantarillado sanitario y aquí en la ciudad forma parte de ese porcentaje, el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario con planta de tratamiento de aguas residuales, ayudaría a resolver el problema de contaminación residual.

Las aguas residuales son focos de contaminación directa de un sinnúmero de enfermedades bacteriológicas. Las aguas negras son el lugar idóneo para el desarrollo de estas bacterias, microbios y virus causantes de enfermedades infecciosas, esto es una de las principales razones por la cual se emprende este proyecto.

De acuerdo a la información suministrada por el MINSA las enfermedades que más han incidido en la región en los últimos años son Enfermedades Parasitosis intestinal, sin otra especificación, Cefalea, Infección de vías urinarias, sitio no especificado, Rinofaringitis aguda [resfriado común], Hipertensión esencial (primaria), Artritis reumatoide, no especificada, Micosis, no especificada, Gastritis y duodenitis, Gastritis y duodenitis, Anemia por deficiencia de hierro sin otra especificación.

Una red de alcantarillado sanitaria significaría el mejoramiento inmediato en la higiene de la población, la disminución inmediata de enfermedades, la eliminación de criaderos de mosquitos y dando una mayor estética a las calles de la ciudad.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para las zonas #1 y #4 de la ciudad de Nueva Guinea.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

1. Realizar estudios de población y consumo para determinar la población de diseño y volumen de aguas residuales.
2. Efectuar el levantamiento topográfico del área de estudio para especificar el curso de las aguas residuales.
3. Realizar trazado y cálculo hidráulico de la red de alcantarillado sanitario que cumpla con los parámetros de diseño, a la vez que se adapte a las condiciones topográficas del sitio.
4. Diseñar el sistema de tratamiento de las aguas residuales en condiciones técnicas y económicas más adecuadas.
5. Elaborar de planos constructivos del sistema propuesto.
6. Elaborar el costo y presupuesto

## **1.5 Descripción del área de estudio**

### **1.5.1 Topografía y geografía**

La Ciudad de Nueva Guinea se sitúa en la Región Autónoma de la Costa Caribe Sur (RACCS), a 292 km de la Capital Managua.

La superficie total del territorio de Nueva Guinea es de 2774 km<sup>2</sup>

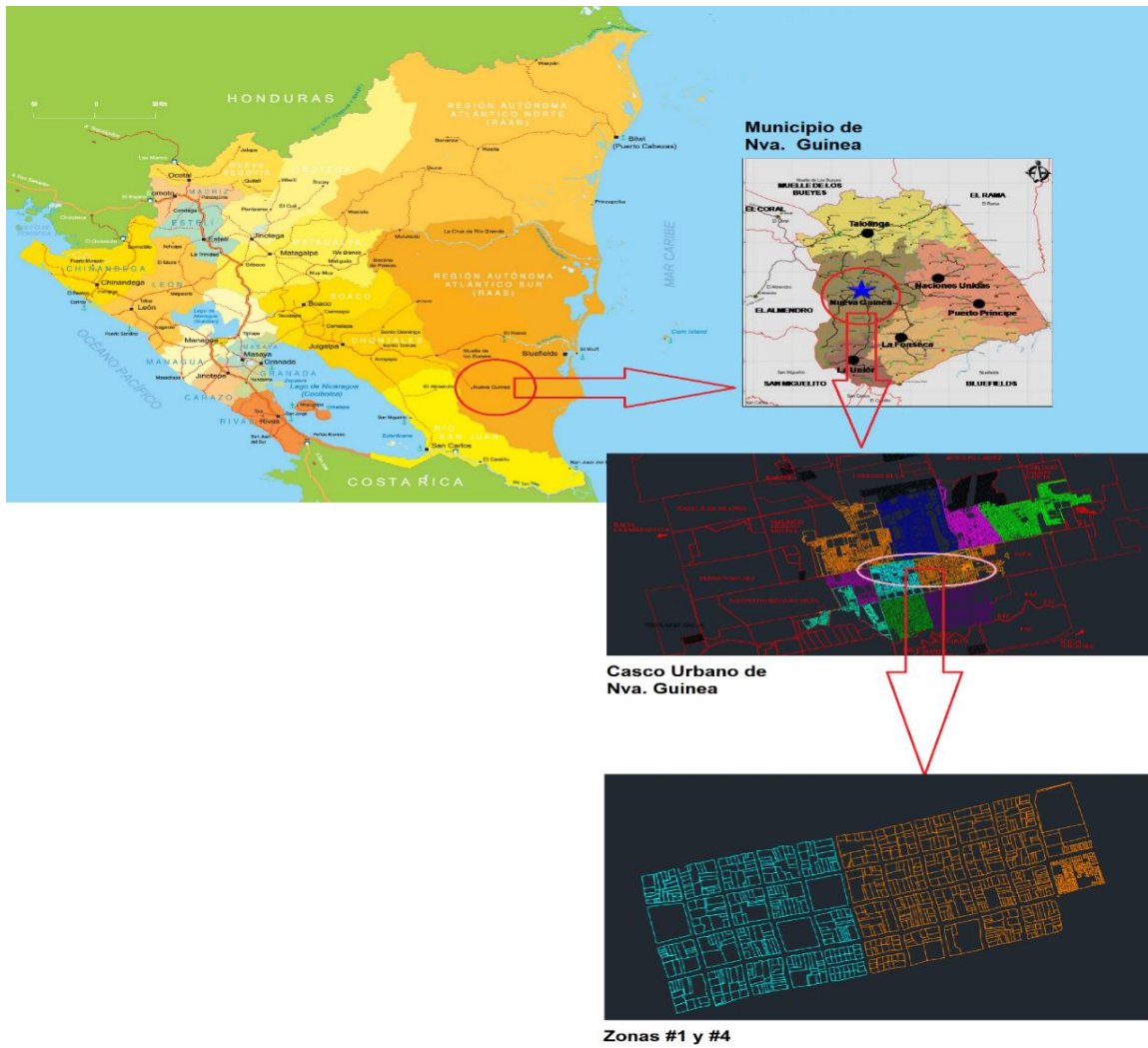
Está dividido con un sistema de organización territorial único en todo el país, la unidad administrativa son los distritos, de los cuales hay cinco sin incluir el casco urbano, el cual se divide en 14 zonas; cada distrito agrupa un número de colonias que oscila desde dos, hasta doce y las colonias a su vez se subdividen en comarcas.

La ciudad limita al norte con los municipios de Muelle de los Bueyes y El Rama, al sur con los de San Carlos, El Castillo y Bluefields, al este con los municipios de El Rama y Bluefields y al oeste con los de El Almendro, Villa Sandino y San Miguelito.

El proyecto va a comprender las zonas #1 y #4 de la ciudad de Nueva Guinea, con una extensión territorial de 440.940,62 m<sup>2</sup> que es lo que va a cubrir el diseño del alcantarillado sanitario.

Las zonas #1 y #4 se sitúan al centro de la ciudad, comprendiendo la “Calle Central” de Nueva Guinea y al menos 5 calles paralelas a esta, recorriendo toda la extensión territorial que abarcan las dos zonas.

Figura 1 Mapa de macro y micro localización zona donde se realizará el diseño de las alcantarillas Z1 Y Z 4



### **1.5.2 Población**

Para efectos de estudio y diseño del alcantarillado sanitario, se va a tomar más en cuenta la población del casco urbano, ya que es donde se va a situar la propuesta de diseño.

La distribución específica de la población será representada a continuación por medio de tablas que reflejan la población según el sexo y según cada zona del casco urbano de la ciudad y las edades correspondientes a cada habitante.

### **1.5.3 Clima, precipitación y naturaleza**

El clima de la ciudad se encuentra dentro de la denominación genérica de selva tropical. La precipitación promedio anual es de 2,245 milímetros.

La temperatura mínima promedio es de 24 °C y la temperatura máxima promedio es de 32 °C, debido a la humedad, viento SO a 3 km/h, 97 % de humedad.

El territorio en que se asienta la ciudad está formado por depósitos volcánicos basálticos del terciario, y sobre estas rocas un estrato superior principalmente de arcilla roja con espesores que oscilan entre 50 y 60 pies; en la capa subsiguiente se encuentra frecuentemente gravilla. Todos estos suelos tienen índices de fertilidad bajos a medios, pero aun así, desde que hay actividad humana en la ciudad, la principal actividad que sustenta la economía es la agricultura, eventualmente a su fundación es que se ha implementado también la ganadería.

### **1.5.4 Economía**

La actividad económica predominante es el sector agropecuario, sobre todo la agricultura (quequisque, yuca, malanga, bananos, tomate, arroz, frijoles, maíz, etc.), ya que la actividad ganadera está destinada fundamentalmente al consumo interno local y nacional. La baja productividad para la agricultura de los suelos ganados a la selva unos años después de la roturación hace que los campesinos los abandonen para pasto y continúen talando bosque, con lo que se calcula que en pocas décadas podría desaparecer la totalidad de los bosques de la zona.

# **CAPÍTULO II**

## **MARCO TEÓRICO**

## **II MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Generalidades**

Se denomina alcantarillado o también red de alcantarillado, al sistema de tuberías y construcciones usado para la recogida y transporte de las aguas residuales e industriales de una población desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se vierten al medio natural o se tratan.

Las redes de alcantarillado son estructuras hidráulicas que funcionan a presión atmosférica, por gravedad. Sólo muy raramente, y por tramos breves, están constituidos por tuberías que trabajan bajo presión o por vacío. Normalmente están constituidas por conductos de sección circular, oval o compuesta, la mayoría de las veces enterrados bajo las vías públicas.

La red de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo, la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios. Durante mucho tiempo, la preocupación de las autoridades municipales o departamentales estaba más ocupada en construir redes de agua potable, dejando para un futuro indefinido la construcción de las redes de alcantarillado. Actualmente la existencia de redes de alcantarillado es un requisito para aprobar la construcción de nuevas urbanizaciones en la mayoría de las naciones.

### **2.2 Período de diseño**

Cuando se trata de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta qué punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad. Para lograr esto en forma económica, es necesario fijar los períodos de diseño para cada componente del sistema.



Cuadro 1 Periodos de diseño para estructura de los sistemas

Tipo de estructura	Características especiales	Periodo de diseño/años
Colectora principales emisarios de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias hasta Ø375 mm		25 o más
Planta de tratamiento de aguas servidas	Puede desarrollarse por etapas. Debe considerarse las tasas de Interés por los fondos a Invertir.	10 a 25
Edificaciones y estructuras de Concreto		50
Equipos de Bombeo		
a. De gran tamaño		15 a 25
b. Normales		10 a 15

Fuente: INAA

### 2.3 Proyección de la población

La proyección de poblaciones constituye una herramienta de especial importancia para la planificación de actividades económicas y sociales, proporcionando un panorama general de la población futura hacia la cual se orientan los programas que buscan mejorar las condiciones de vida de las comunidades.

Considerando el tiempo de diseño y con los datos brindados por el INIDE, se determina la tasa de crecimiento con la cual se obtiene la proyección de la población utilizando el método de proyección geométrica

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua.

### 2.4 Cantidad de aguas residuales

La demanda de agua es el principal insumo para el diseño de los sistemas de alcantarillado sanitario, una vez esta agua limpia que ha recibido un uso y cuya calidad ha sido modificada por la incorporación de agentes contaminantes, se transforma en agua residual.

#### **2.4.1 Caudal medio**

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

#### **2.4.2 Caudal máximo**

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el Factor de Armón. Este factor no debe ser mayor de 3 ni menor de 1.8.

#### **2.4.3 Caudal mínimo**

El flujo mínimo aplicado al diseño de alcantarillas representa el flujo que resulta de la descarga de un inodoro sanitario. Si el flujo pico en el tramo del colector en consideración es menor que el  $Q_{\min}$  entonces este último se utilizara en el diseño. De acuerdo a la experiencia brasileña el flujo mínimo se fija en 1.5 l/s.

#### **2.4.4 Caudal de infiltración**

No se puede evitar la infiltración de aguas subterráneas principalmente freáticas a través de fisuras en los colectores, juntas mal ejecutadas y en la unión de colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras cuando permiten la infiltración de agua.

El coeficiente de infiltración varía según:

- a) La altura del nivel freático sobre el fondo del colector
- b) Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual
- c) Dimensión, estado y tipo de alcantarilla

### **2.5 Hidráulica de las alcantarillas**

#### **2.5.1 Formula de Manning**

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y a la fórmula de Manning.

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

**a) Velocidad**

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 1

Donde:

V: Velocidad (m/s)

n: Coeficiente de rugosidad

R: Radio hidráulico (m)

S: Pendiente (m/m)

**b) Radio hidráulico**

$$R = \frac{A_m}{P_m}$$

Ecuación 2

Donde:

A<sub>m</sub>: Área de la sección mojada (m<sup>2</sup>)

P<sub>m</sub>: Perímetro de la sección mojado

Por lo general, los drenajes de aguas residuales se proyectan para trabajar como canales abiertos, aunque a veces trabajen a tubo lleno por diversas situaciones. En los casos normales de los proyectos de drenaje, la corriente puede suponerse permanente, considerando que en los tramos rectos el flujo es uniforme, aunque es de esperar que existan variaciones de velocidad debido a obstrucciones y los cambios de sección transversal en las tuberías.

Las colectoras de hasta 375 mm (15") de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales. Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a

0.80 del diámetro. En la tabla se indican valores de coeficientes de rugosidad “n” de Manning, para la tubería de uso más corriente.

Cuadro 2 Coeficiente de rugosidad “n”

Material	Coeficiente
Concreto	0.013
Poli-cloruro de Vinilo (PVC)	0.009
Polietileno (Pe)	0.009
Asbesto-Cemento (AC)	0.010
Hierro Galvanizado	0.014
Hierro Fundido	0.012
Fibra de Vidrio	0.010

Fuente: INAA

### c) Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la tubería deberá ser 150 mm (6”).

### d) Pérdida de carga adicional

Al hacer un cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a  $0.25 (V_m)^2/2g$  entre la entrada y la entrada del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno los casos menor a 3 cm.

### e) Cambio de diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

En los cambios de diámetros, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías. En el caso de que un pozo de visita descargue 2 o más tuberías, deberá coincidir los puntos correspondientes a los 8/10

de la profundidad de la tubería de entrada a nivel más bajo con el de la tubería de salida.

#### **f) Ángulos entre tubería**

En todos los pozos de visitas o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y salida deberá tener un valor mínimo de 90 grados y máximo de 270 grados medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

#### **g) Velocidad mínima**

La velocidad de arrastre es la mínima velocidad del flujo, que evita la sedimentación de los sólidos para prevenir la obstrucción del sistema. Para asegurar el buen funcionamiento del sistema el valor mínimo permitido será de 0.60 m/s a tubo lleno.

#### **h) Velocidad máxima**

La velocidad máxima se limita para reducir el daño por abrasión en las alcantarillas fijando en 3 m/s como valor máximo. Cuando una alcantarilla alcanza esta velocidad, es importante verificar la velocidad crítica.

#### **i) Cobertura sobre la tubería**

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilita el drenaje de las viviendas hacia la colectora.

Por algunas circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a pequeñas profundidades, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

#### **j) Conexiones domiciliarias**

Las tuberías que conectan las descargas de aguas residuales de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías colectoras del alcantarillado sanitario,

son denominadas conexiones domiciliarias. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías inter domiciliarias.

Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm (4"). Para viviendas unifamiliares. Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de Hunter para obtener el caudal de descarga. La pendiente mínima podrá estar entre 1% y 2% dependiendo de la profundidad de la colectora.

#### **k) Pozos de visita**

Un pozo de visita o cámara de inspección es un elemento de la infraestructura urbana que permite el acceso, desde la superficie a las tuberías de sistemas de alcantarillado.

Los pozos de visitas permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado, se utilizan para la unión de dos o más tuberías y en los cambio de diámetro, dirección y pendiente.

La práctica más conveniente es localizarlos en cada cambio de dirección, de pendiente, de tamaño de tuberías, en las intersecciones de calles con una separación de 100 metros máximo.

Los pozos se enumeran de tal forma que se eviten confusiones. Se enumerarán los registros consecutivamente empezando desde el No.1 en el punto más cercano a la planta de tratamiento y terminando la serie con el más lejano al mismo, esta es conocida como la Colectora Principal. Las líneas que se subdividen de estas o líneas laterales se enumeraran tomando el prefijo de la línea principal y se enumerará el término de la línea lateral.

Se deberán de usar pozos de visita con caída cuando la altura entre el fondo del pozo de visita y el fondo de la tubería de entrada sea mayor a 0.6 m.

## **2.6 Tratamiento de las aguas residuales**

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos, que tienen como fin eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos presentes en el agua efluente del uso humano.

## **2.7 Etapas del tratamiento**

### **2.7.1 Tratamiento preliminar**

El tratamiento preliminar es para reducir aceites, grasas, arenas y sólidos gruesos y sólidos flotantes. Este paso está enteramente hecho de forma física o mecánica, de ahí que se conoce también como tratamiento mecánico.

#### **a) Remoción de sólidos o cribado**

La remoción de los sólidos habitualmente se realiza mediante el cribado. Los sólidos que se remueven son de gran tamaño, por ejemplo, botellas, palos, bolsas, balones, llantas, etc. Con esto se evita tener problemas en la planta de tratamiento de aguas, ya que si no se remueven estos sólidos pueden llegar a tapar tuberías o dañar algún equipo.

#### **b) Remoción de arena**

Esta etapa típicamente incluye un canal de arena donde la velocidad de las aguas residuales es cuidadosamente controlada para permitir que la arena y las piedras sedimenten. Este equipo es llamado colector de arena. La arena y las piedras necesitan ser quitadas a tiempo en el proceso para prevenir daño en las bombas y otros equipos en las etapas restantes del tratamiento.

#### **c) Sedimentación**

Muchas plantas tienen una etapa de sedimentación donde el agua residual se pasa a través de grandes tanques circulares o rectangulares. Estos tanques son comúnmente llamados clarificadores primarios o tanques de sedimentación primarios. El propósito principal de la etapa primaria es producir un líquido

homogéneo capaz de ser tratado biológicamente y unos fangos o lodos que pueden ser tratados separadamente.

### **2.7.2 Tratamiento primario**

#### **a) Tanque Imhoff**

El tanque Imhoff es un sistema de tratamiento anaerobio de dos pisos, en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en el inferior.

### **2.7.3 Tratamiento secundario**

Está diseñado para degradar sustancialmente el contenido biológico del agua residual, el cual deriva los desechos orgánicos provenientes de residuos humanos, residuos de alimentos, jabones y detergentes. Este proceso puede eliminar de un 40 a un 60 % de los sólidos en suspensión.

Entre los sistemas utilizados como tratamiento secundario se pueden mencionar: Lagunas de estabilización, Sistemas de Lodos Activados, Biofiltros, Lagunas aireadas, Filtros percoladores, Sistemas anaeróbicos como el UASB.

### **2.7.4 Tratamiento terciario**

El tratamiento terciario proporciona una etapa final para aumentar la calidad del efluente al estándar requerido antes de que éste sea descargado al ambiente receptor (mar, río, lago, campo, etc.). Se han empleado la filtración rápida en arena para poder eliminar mejor los sólidos y nutrientes en suspensión, reducir la demanda bioquímica de oxígeno y reducir los coliformes fecales.



# **CAPÍTULO III**

## **DISEÑO METODOLÓGICO**

### **III DISEÑO METODOLÓGICO**

Para el diseño de alcantarillado sanitario propuesto en esta monografía se siguió el procedimiento descrito a continuación, utilizando el método de investigación aplicada.

#### **3.1 Fase de estudio de campo**

##### **3.1.1 Recopilación de información**

Se recopiló toda la información necesaria para realizar los diseños tales como datos poblacionales existentes, registro de consumo de agua, calidades de afluentes y efluentes en plantas de tratamientos cercanos, etc.

##### **3.1.2 Reconocimiento y análisis de la zona en estudio**

Se reconoció cada una de las zonas en estudio destacando las variaciones topográficas pertinentes.

##### **3.1.3 Estudio socioeconómico**

Los datos poblacionales y socioeconómicos se obtuvieron mediante la página web: INIDE.com.ni que dio la información poblacional actual de la ciudad. Para completar esta información se realizó una encuesta.

##### **3.1.4 Levantamiento topográfico**

En el levantamiento topográfico se tomó la planimetría y altimetría de todas las calles de la zona de estudio ubicando todo lo que sea de importancia y que se tome en cuenta en el diseño.

Se analizó los planos topográficos levantados recientemente por el ENACAL, y se completó la información que fuese necesaria con apoyo de una estación total.

## 3.2 Fase de estudio de gabinete

### 3.2.1 Proyección de la población y consumo

El método propuesto para el cálculo de la tasa de crecimiento es de tipo geométrico por ser el más utilizado en Nicaragua el cual se define como:

#### a) Población de diseño

$$Pd = Po \times (1 + r)^n \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

Pd: población de diseño

Po: población actual

r: tasa de crecimiento anual de la población

n: periodo de diseño del proyecto

### 3.2.2 Estimación del caudal de diseño

La producción de agua residual se realiza con las “Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales” de INAA, de acuerdo a las características del terreno, los caudales: medios, máximos y de infiltración se calculó con las ecuaciones citadas a continuación:

#### b) Caudal medio doméstico:

$$Qm = 0.8 \times dot \quad \text{Ecuación 4}$$

#### c) Caudal máximo:

$$Qmax = H \times CPD \quad \text{Ecuación 5}$$

#### d) Factor de Harmón

$$H = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

H: Factor de Harmón se define como:

P: Población de diseño en miles de persona

**e) Consumo promedio diario (CPD)**

$$CPD = Qm \times P \quad \text{Ecuación 7}$$

Dónde:

CPD: Consumo Promedio Diario

**f) Caudal de Diseño**

$$Qd = Qmax + Qinf + Qind + Qcom + Qint \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

Qd: Caudal máximo de diseño.

Qmax: Caudal máximo

Qinf: Caudal infiltración

Qind: Caudal industrial

Qcom: Caudal comercial

Qint: Caudal institucional o público.

Se analizó la posibilidad de que existan áreas destinadas a comercio o la posibilidad de instalación de industria, escuelas, expansión territorial de la población u otra institución.

### **3.3 Red de recolección**

#### **3.3.1 Trazado de la red**

Se estudió las diferentes alternativas de trazado de acuerdo a la topografía y se analizó cual se ajusta mejor a las condiciones del terreno, para que permita que el agua drene por gravedad y presente menores profundidades de excavación.

#### **3.3.2 Calculo hidráulico de la red**

Se realizó un análisis hidráulico en las alternativas trazadas mediante una hoja de cálculo utilizando Microsoft Excel y mediante el programa Civil 3D y se presentan los resultados en tablas de datos de los caudales de diseños, caudales de relaciones hidráulicas, velocidad de flujo, elevaciones invertidas, profundidades y volúmenes aproximado de excavación entre cada tramo entre otros.

### **3.4 Tratamiento de aguas residuales domésticas**

Las unidades de tratamiento de las aguas residuales se diseñaron según los parámetros recomendados en las “Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas residuales” del Instituto Nicaragüense de acueductos y alcantarillados (INAA), según procedimientos presentados anteriormente y criterios que se muestran según el caso.

#### **a) Ubicación del sitio de tratamiento**

Se seleccionó el sitio para la planta de tratamiento que se puede drenar por gravedad y cumpla con las normas del INAA.

#### **b) Selección del tipo de tratamiento**

Para identificar el tipo de tratamiento a utilizar, se investigó los parámetros de calidad de las aguas residuales, de esta manera se asumió el dato de  $\text{DBO}_5$  y coliformes fecales. Se tomó en cuenta el lugar donde estará ubicado, el área que se disponga, la cantidad de población a servir, el nivel freático y el sitio donde se descargarán los efluentes.

### 3.5 Tratamiento preliminar

#### 3.5.1 Rejas de limpieza manual

##### a) Velocidad de paso

Velocidad mínima = 0.40 m/s – 0.60 m/s

Velocidad máxima = 0.75 m/s – 0.90 m/s

##### b) Área útil efectiva (Au)

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{v} \quad \text{Ecuación 9}$$

##### c) Área total de las rejas

Conociendo la abertura de las barras (a) así como el espesor de la misma (t) se puede calcular el área total o sección de flujo aguas arriba.

$$S = A_{\text{total}} = \frac{A_u}{E} \quad \text{Ecuación 10}$$

##### d) Eficiencia

Representa la relación entre el área libre y el área total del canal.

$$E = \frac{a}{a+b} \quad \text{Ecuación 11}$$

Varia de 0.60 – 0.85. Usualmente 0.75

##### e) Ancho de rejas (b)

$$A_t = b \times H_{\max} \quad \text{Ecuación 12}$$

$$b = \frac{A_t}{H_{\max}} \quad \text{Ecuación 13}$$

Hmax: Profundidad del agua del canal (cajas de las rejillas)

b: Ancho de las rejillas

#### **f) Pérdida de carga (hfo)**

El nivel de aguas de la rejilla es determinado por el nivel de agua de la unidad o canal subsiguiente o por la pérdida de carga en la rejilla:  $H_{fo} > 0.15\text{m}$ ,  $\text{max} = 0.30\text{m}$ .

#### **Kirschmer (Barras limpias)**

$$h_{fo} = K \left( \frac{t}{a} \right) \sin \theta \left( \frac{V^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

hfo: Pérdida de carga (m)

K: Factor que incide en la forma de la sección rectangular  $k=2.42$ , circular  $k=1.79$

g: Aceleración de la gravedad ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

a: Cobertura o espacio libre entre las barras

t: Espesor de las barras

$\theta$ : Angulo que las barras hacen con la horizontal

V: Velocidad aguas arriba m/s

#### **Pérdida de carga parcialmente obstruida**

$$H_f = (E/E_o)^2 h_{fo} \quad \text{Ecuación 15}$$

$$H_f = (E/0.75E_o)^2 \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

E: Relación de área abierta con rejilla limpia para el 25%

Eo: Relación área abierta bajo la condición. Parcialmente obstruida

### Verificación de la velocidad promedio

$$At' = b \times H_{med} \quad \text{Ecuación 17}$$

$$Au' = At' \times E \quad \text{Ecuación 18}$$

$$V_{prom} = \frac{H_{med}}{Au'} \quad \text{Ecuación 19}$$

$$0.40 \frac{m}{s} < V_{prom} < 0.75 \frac{m}{s}$$

### Tirante del canal de la reja

$$y = H_{max} + H_{fo} + B.L \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

BL: Borde libre

### 3.5.2 Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es un sistema de tratamiento anaeróbico de dos pisos en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos en el inferior. Los parámetros para el diseño del tanque se exponen a continuación:



Cuadro 3 Parámetros de diseño del tanque Imhoff

Parámetro	Unidad	Valor	
		Intervalo	Típico
Cámara de Sedimentación			
Volumen	m³/hab	-	0.03
Carga Superficial	m³/m²	1.0 – 1.7	1.35
Carga sobre vertedero efluente	m³/m.h	7 – 25	1.35
Tiempo de retención	h	2.0 – 4.0	2
Velocidad de flujo	cm/min	-	30
Longitud/Ancho	Relación	2:1 – 5:1	03:01
Pendiente de fondo (V/H)	Relación	5:4 – 7:4	03:02
Abertura de comunicación entre cámaras	cm	15 – 30	25
Proyección horizontal del saliente	cm	15 – 30	25
Deflector de espumas			
Por debajo de la superficie	cm	25 – 40	30
Por encima de la superficie	cm	-	30
Borde libre	cm	45 – 60	60
Zona de ventilación de gases			
Superficie en % de total	%	15 – 30	20
Anchura de abertura	cm	45 – 75	60
Volumen	m³/hab	0.05 – 0.10	0.06
Pendiente mínima del fondo	Relación	-	01:02
Tubería de extracto de lodos	cm	20 – 30	25
Distancia libre hasta el nivel de lodos	cm	30 – 90	60
Profundidad total del tanque	cm	7.25 – 9.5	9

Fuente: INAA

### 3.5.3 Tratamiento secundario o biológico

#### a) Lagunas de estabilización

Este tipo de alternativas, las mayores difusiones las constituyen las lagunas estabilización, con un amplio espectro de configuraciones dependiendo de las componentes unitarias involucradas. Las más aplicadas presentan las siguientes configuraciones:

- Facultativas en serie o paralelo
- Anaeróbicas – Facultativas

## **b) Biofiltros**

El Biofiltro es un sistema que imita los humedales naturales, donde las aguas residuales se depuran por procesos naturales. Los Biofiltros son humedales artificiales de flujo subterráneo, diseñados para maximizar la remoción de los contaminantes que se encuentran en las aguas residuales.

Son pilas de poca profundidad rellenas con material que sirve como lecho filtrante en cuya superficie se siembran plantas de pantanos y en las aguas residuales que fluyen en sentido horizontal o vertical.

Los de tipo horizontal cuentan con pilas rectangulares con profundidad entre 60 y 100 cm, con un relleno de material grueso (5 a 10 cm de diámetro) en la zona de entrada y salida. La fracción principal del lecho filtrante, ubicada entre las zonas de materiales gruesos, es homogénea y más finas.

## **c) Lagunas facultativas**

### **1) Carga orgánica superficial (COS)**

Existen numerosas correlaciones que permiten calcular cargas orgánica superficial máxima. El proyectista está en libertad de escoger la correlación a utilizar, tomando en cuenta las condiciones locales.

Se debe de considerar una carga de diseño menor a la determinada, en consideración a los siguientes factores:

1. Forma de la laguna.
2. Existencia de variaciones bruscas de temperatura.
3. Existencia de desechos industriales.

### **2) Periodo de Retención**

El tiempo de retención hidráulico para lagunas facultativas deberá estar entre 5 a 30 días.

### **3) Profundidad:**

Para evitar el crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas deberá estar por encima de 1.20 m. La profundidad puede variar, siendo la profundidad mínima de 1.50 m a 2.50 m.

Se provee una altura para la acumulación de lodos entre periodos de limpieza de alrededor de 10 años. Esta altura adicional es generalmente del orden 0.30 m y se determinó calculando la disminución de volumen por conceptos de digestión anaeróbicas en el fondo.

- a- La temperatura de diseño deberá de ser la promedio del mes más frio (temperatura del agua) determinada a través de correlaciones de la temperatura aire – agua.
- b- En donde no existe ningún dato se deberá usar para el diseño la temperatura del aire del mes más frio.
- c- El coeficiente de mortalidad bacteriana deberá ser adoptado entre el intervalo de 0.8 a 1.6 días para 20°-C.

### **4) Tiempos de retención hidráulica (TRH)**

Los tiempos de retención hidráulica a usarse están en función de la temperatura del agua y de la eficiencia de remoción requerida.

### **5) Lagunas de maduración**

Las disposiciones que se detallan a continuación son las aplicadas para cualquier tipo de lagunas dado que la mortalidad bacteriana y remoción de parásitos ocurren en todas las unidades y no solamente en lagunas de maduración.

#### **a) Periodo de retención**

En la relación en aguas residuales los nematodos intestinales son considerados como indicadores de tal modo que su remoción implica la remoción de otro tipo de parásitos.

Para una adecuada remoción de estos, se requiere de un periodo de retención de 10 días como mínimo.

#### **b) Carga superficial**

Para la remoción de  $\text{DBO}_5$  deberá usarse la siguiente ecuación:

$$C_{SR} = 0.941 * C_{SA} - 7.16 \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

CSR: Remoción

CSA: Carga aplicada

#### **c) Profundidad de la laguna**

La profundidad esta entre 0.90 m y 1.50 m.

#### **d) Reducción de bacterias:**

La laguna de maduración se dimensiono para alcanzar la remoción de bacteria necesaria de acuerdo a los criterios de calidad exigidos. Se tiene en cuenta la remoción de las anteriores etapas.

El factor de dispersión para el uso en el modelo de flujo disperso para las diferentes lagunas, en función de la relación largo/ancho.

#### **e) Coeficientes de mortalidad:**

El coeficiente de mortalidad se corrigió con la siguiente ecuación, dependiente de la temperatura:

$$K_T = K_{20} * 1.07^{T-20} \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

$K_T$ : Coeficiente de mortalidad a la temperatura en °C  $K_{20}$  (Coeficiente de mortalidad a 20 °C).

#### **f) Consideración hidráulica**

Se tiene en cuenta las mismas consideraciones que en las lagunas anaeróbicas.

Luego de seleccionado y diseñado el sistema de tratamiento de agua residual, se procede a dibujar los planos constructivos del sistema de la alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de agua residual.

# **CAPÍTULO IV**

## **CÁLCULO Y RESULTADOS**

## IV CÁLCULO Y RESULTADOS

### 4.1 Conceptualización del proyecto

Con el objetivo de brindar solución al sistema de alcantarillado sanitario en los barrios del sector de la zona 1 y 2 de sector urbano de Nueva Guinea y proponer una planta de tratamiento del mismo. Aplicando cada uno de los criterios técnicos que establecen los parámetros de diseño.

#### 4.1.1 Estudio socioeconómico

La población que comprende la ciudad de Nueva Guinea actualmente es de un total de 136,347 habitantes, de los cuales 27,113 habitantes son de índole urbano. Hace 20 años la población de la ciudad era de 120,000 habitantes, lo que genera un crecimiento poblacional de un 13.6% en las últimas dos décadas.

Para efectos de estudio y diseño del alcantarillado sanitario, se va a tomar más en cuenta la población del casco urbano, ya que es donde se va a situar la propuesta de diseño.

La distribución específica de la población será representada a continuación por medio de tablas que reflejan la población según el sexo y según cada zona del casco urbano de la ciudad y las edades correspondientes a cada habitante.

Cuadro 4 Distribución de la población según sexo

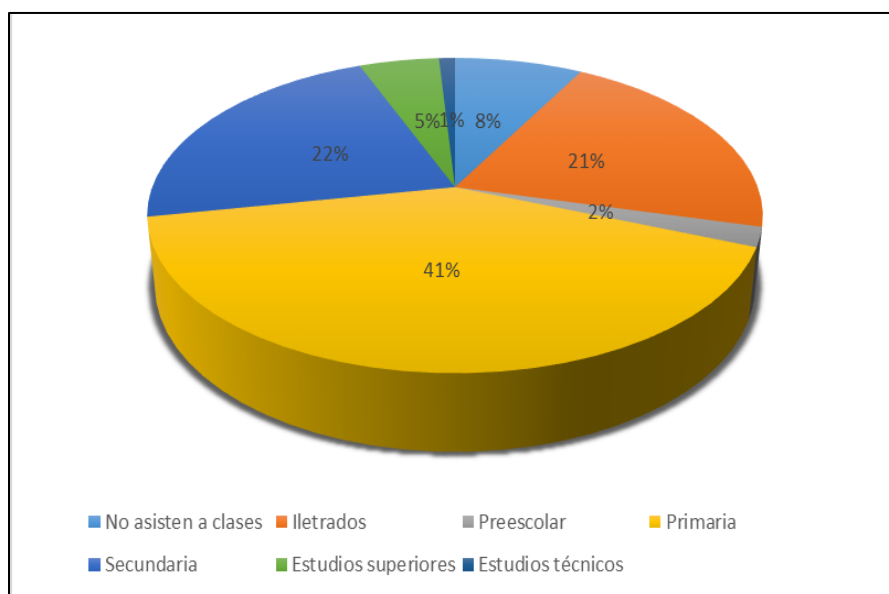
Hombres	Mujeres	Total
12,962 (47.82%)	14,151 (52.18%)	27,113

Fuente: Alcaldía municipal de Nueva Guinea

### a) Escolaridad de la población

En la comunidad únicamente existe una Escuela cuyo nombre es Diriangen, que imparte los niveles de escolaridad desde pre escolar hasta quinto año de secundaria, estos en la modalidad diaria y modalidad de sabatino y dominical imparten clases de primer año a quinto año, lo cual es una oportunidad para los jóvenes que días de semana no les es posible asistir a clases dado que cumplen tareas de trabajo en el campo. Para continuar con sus estudios, las personas tienen que salir a estudiar fuera de la comunidad, lo más cercano es la cabecera Municipal.

Gráfico 1. Escolaridad de la Población



Fuente. Propia

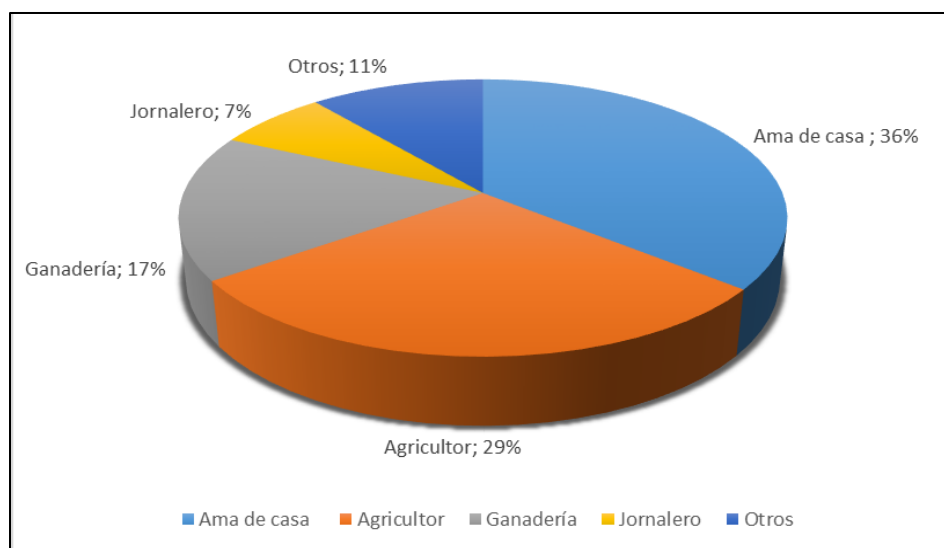
En el gráfico 1, se muestra que el mayor porcentaje de escolaridad de la comunidad radica en el nivel de primaria con el 41%, seguido de secundaria con 22%, estudios superiores 5%, estudios técnicos con el 1%, preescolar con 2%, un dato muy importante que se debe considerar en esta comunidad es la alfabetización ya que el 21% es el índice de iletrados, el 8% corresponde a los niños menores de cinco años que todavía no asisten la escuela.



## b) Ocupación de los miembros de la familia

En cuanto a la ocupación de los miembros de las familias se encontró que el mayor porcentaje corresponde a las amas de casa con el 36%, seguido de la ocupación de agricultor con el 24%, con un 11% el rubro de otros y en menor porcentaje la ocupación de jornalero con el 7%.

Gráfico 2.Ocupación de los miembros de la familia



Fuente. Propia

## c) Tenencia de la vivienda

En cuanto a la tenencia de la vivienda los resultados obtenidos de las encuestas de línea base, en cuanto al tipo de propiedad del hogar reflejan que en un 93% la tenencia es propia y un 5% de las propiedades son prestada y un 2% son alquiladas este indicador refleja un alto índice de propiedad de la vivienda; sin embargo, valido notar que aún existen familias que no tienen vivienda propia, lo que contribuye al alto índice existente en el país del déficit habitacional.(Ver gráfico 3)

Gráfico 3.Tenencia de la vivienda

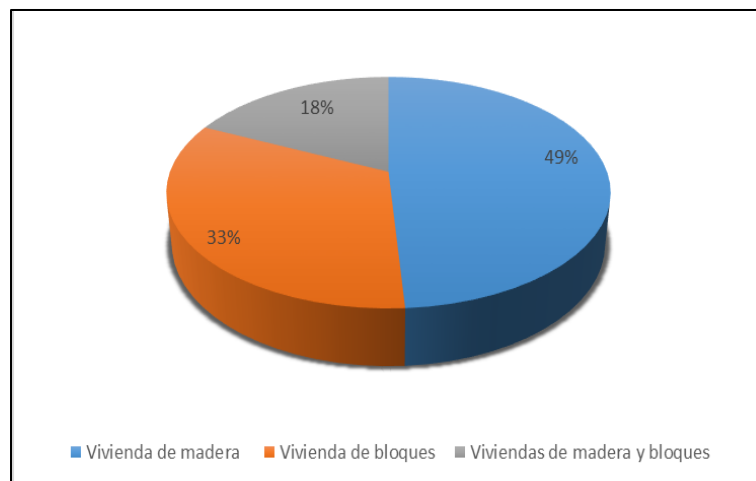


Fuente. Propia

#### d) Construcción de las paredes de la vivienda

En el gráfico 4, se muestran los resultados obtenidos de la encuesta, en cuanto a la construcción de las paredes del hogar, predominan las de madera con un 49% seguida de las construcciones con bloques con un 33%, seguida la construcción con bloques y madera con un 11%.

Gráfico 4 Construcción de las paredes de las viviendas



Fuente. Propia

### e) Techo de la Vivienda

De las 699 viviendas encuestadas en la zona 1 y zona 4 de la ciudad de Nueva Guinea el tipo de techo que predomina en los hogares con el 100% son las que tienen techo de Zinc.

### f) Divisiones de la vivienda

Los resultados obtenidos de las encuestas en cuanto al número de divisiones de las viviendas las que predominan con un porcentaje mayor del 54 % son las casas que cuentan con dos divisiones, seguidas las que tienen tres divisiones en su hogar con el 38% y con un 8 % las que no tienen divisiones. (Ver gráfico 5).

Gráfico 5.Divisiones de la vivienda

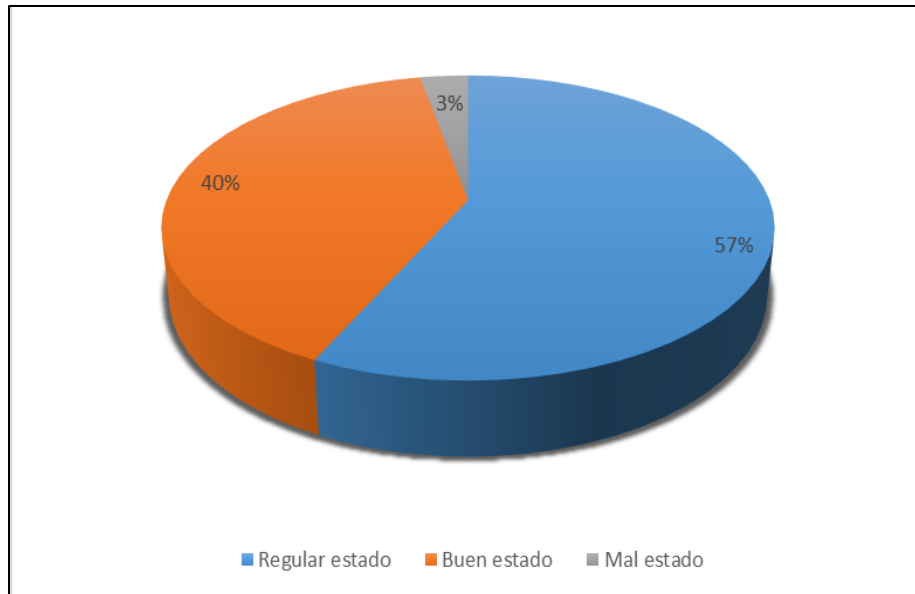


Fuente. Propia

### g) Estado de la vivienda

Según la opinión cada una de las personas encuestadas en cuanto al estado de su vivienda el 57% expresaron que se encuentran en regular estado, el 40% que sus hogares están en buen estado y por último el 3% de los encuestados consideran que su vivienda está en mal estado. Esto significa un alto porcentaje de casas que tienen que mejorarse para elevar la calidad de la vivienda de sus habitantes (Ver gráfico 6).

Gráfico 6.Estado de la vivienda



Fuente. Propia

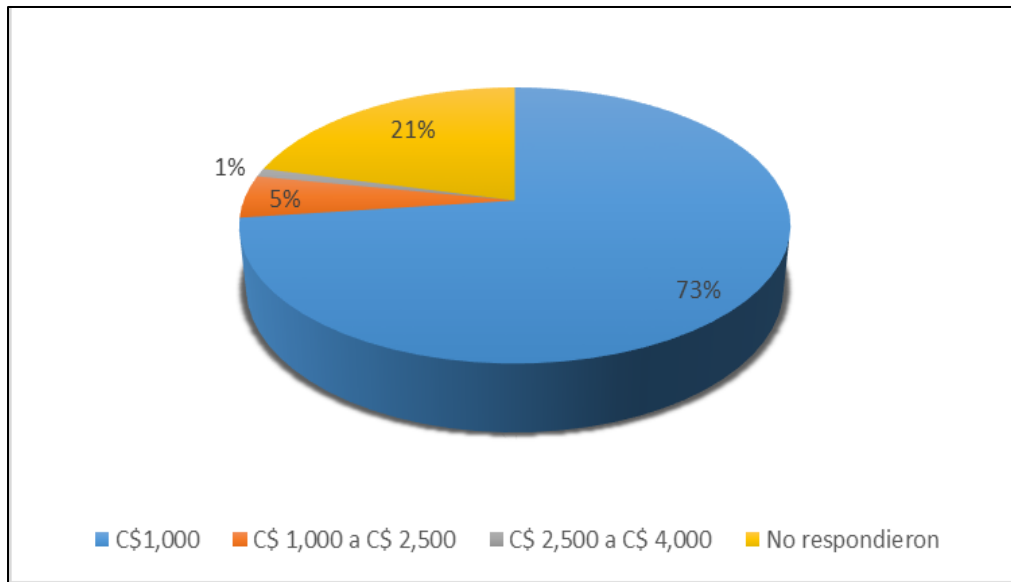
#### **h) Situación económica de las familias**

Ingreso mensual según las personas entrevistadas al menos un 73% expresaron que era por lo menos de C\$ 1,000, un 5% ganaba entre C\$ 1,000 a C\$ 2,500 y el 1% entres C\$ 2,500 a C\$ 4,000 al mes y el 21% no manifestó nada al respecto de sus ingresos. (Ver gráfico 7).

Pago de energía: En las Viviendas pagan como promedio C\$ 100.00 como mínimo C\$ 60.00 y como máximo C\$ 150.00 estos datos corresponden a la información brindada por las personas encuestadas.

Pago de agua: Las viviendas que cuentan con servicio de agua potable en sus hogares pagan un mínimo de C\$ 25.00 (Veinticinco córdobas netos) al mes.

Gráfico 7.Situación económica de las familias



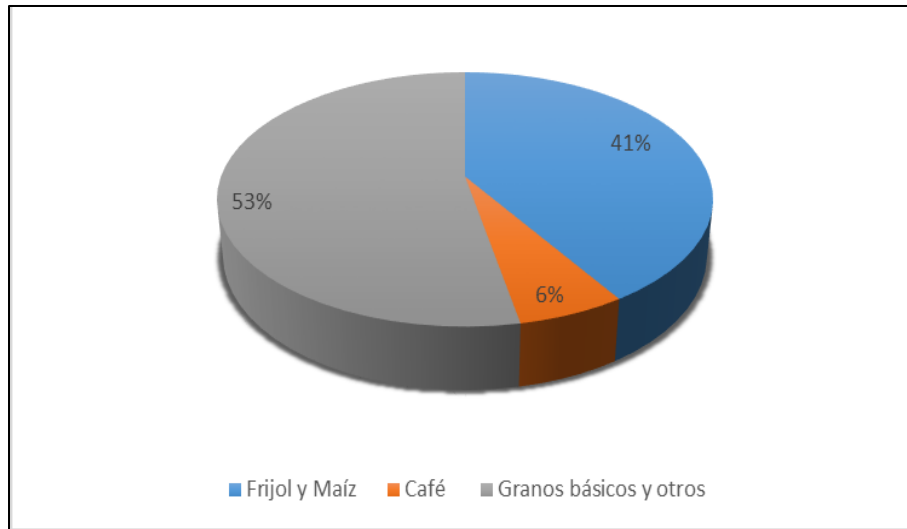
Fuente. Propia

#### i) Tipo de cultivo

Según los datos obtenidos de la encuesta, los cultivos que las personas realizan en la comunidad indican que los cultivos con mayor porcentaje corresponden al cultivo de frijol y maíz con el 41%, el segundo lugar café y otros con un 4%. Entre otros cultivos mixtos, lo cual suma un 53% de la población que se dedican a cultivos algún tipo de granos básicos y otros.

En la mayoría de los hogares es el hombre el que lleva la responsabilidad de obtener ingresos económicos y es de suponer que las mujeres se dedican en mayor parte a la labor del hogar.

Gráfico 8.Tipo de cultivo



Fuente. Propia

#### 4.1.2 Proyección de población

##### 4.1.2.1 Tasa de crecimiento

Se tomó como valor a representar de la tasa de crecimiento para Proyección de la Población 4%, este valor se encuentra dentro del rango de las normas (2.5 - 4.0%), para poblaciones urbanas y/o rurales en Nicaragua.

##### 4.1.2.2 Calculo de la proyección de la población

La población de diseño de nuestro proyecto se calculó aplicando la fórmula de población al final del periodo de diseño.

Cuadro 5 Proyección de la población a partir del año 2019

<b>Proyección de la población 2019-2039</b>	
2019	5,151
2020	5,280
2021	5,412
2022	5,547
2023	5,686
2024	5,828
2025	5,974
2026	6,123
2027	6,276
2028	6,433
2029	6,594
2030	6,759
2031	6,928
2032	7,101
2033	7,279
2034	7,461
2035	7,647
2036	7,838
2037	8,034
2038	8,235
2039	8,441

Fuente. Propia

En el cuadro 5, se muestra los resultados de cálculo de la proyección de la población para un periodo de 20 años siendo la población inicial de 5,151 habitantes al final del periodo para el año 2039 resulto una población de 8,441 habitantes.

#### **4.2 Estudio de suelos – zona 1 y zona 4**

Desde el punto de vista de la ingeniería, el suelo es sustrato físico sobre el que se realizan obras, del que importan las propiedades físico-mecánico, formado por partículas sólidas discretas con líquidos y gases que ocupan los espacios entre ellas.

El suelo está formado por tres fases: la líquida, la sólida y la gaseosa. En la mayor parte de los suelos, la fase sólida la forman partículas minerales que constituyen el esqueleto estructural en el que se absorben el humus y/o las partículas orgánicas. Entre las partículas de la fase sólida existen espacios porosos. Los espacios porosos son llenados con la fase líquida y gaseosa, juntamente.

La fase líquida consiste, principalmente, en agua procedente de las precipitaciones, existiendo como películas que rodean a los espacios porosos más pequeños. Los espacios porosos más grandes, a menos que el suelo esté saturado de agua, los llenan los gases.

<sup>1</sup>Los estudios de suelos deben suministrar datos suficientes del subsuelo que permitan definir las propiedades geotécnicas más importantes de los suelos y materiales por los que atraviesa el proyecto y señalar las unidades geomorfológicas a las que pertenecen. Para ello se tiene que llevar a cabo la investigación sistemática de los terrenos del trazado de la línea de conducción del proyecto.

Cuadro 6 Ensayos que se realizan a una muestra de suelo

Tipo de ensaye	Designación	
	AASHTO	ASTM
Análisis granulométrico de los suelos	T-88	D-422
Límite líquido de los suelos	T-89	D-423
Límite plástico e índice de plasticidad de los suelos	T-90	D-424
Clasificación Highway Research Board, o clasificación AASHTO	M-145	D-3282
Humedad natural		D-2216
CBR (California Bearing Ratio)	T-193	D-1883
Pesos volumétricos		C-29
Desgaste Los Angeles en muestras de materiales para base	T-104	C-131

Fuente: Manual para la revisión de estudios geotécnicos (MTI)

<sup>1</sup> Manual para la revisión de estudios geotécnicos (MTI)



Cuadro 7. Clasificación de valor de soporte relativo en estructura de pavimento

CBR	CLASIFICACION	USOS	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	A5, A6, A7
3-7	Pobre a regular	Subrasante	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Sub-base	A2, A4, A6, A7
20-50	Bueno	Base, sub-base	A1, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	A1-a, A2-4, A3

Fuente: Bowles, J. (1981). Manual de laboratorio de suelos de Ingeniería.

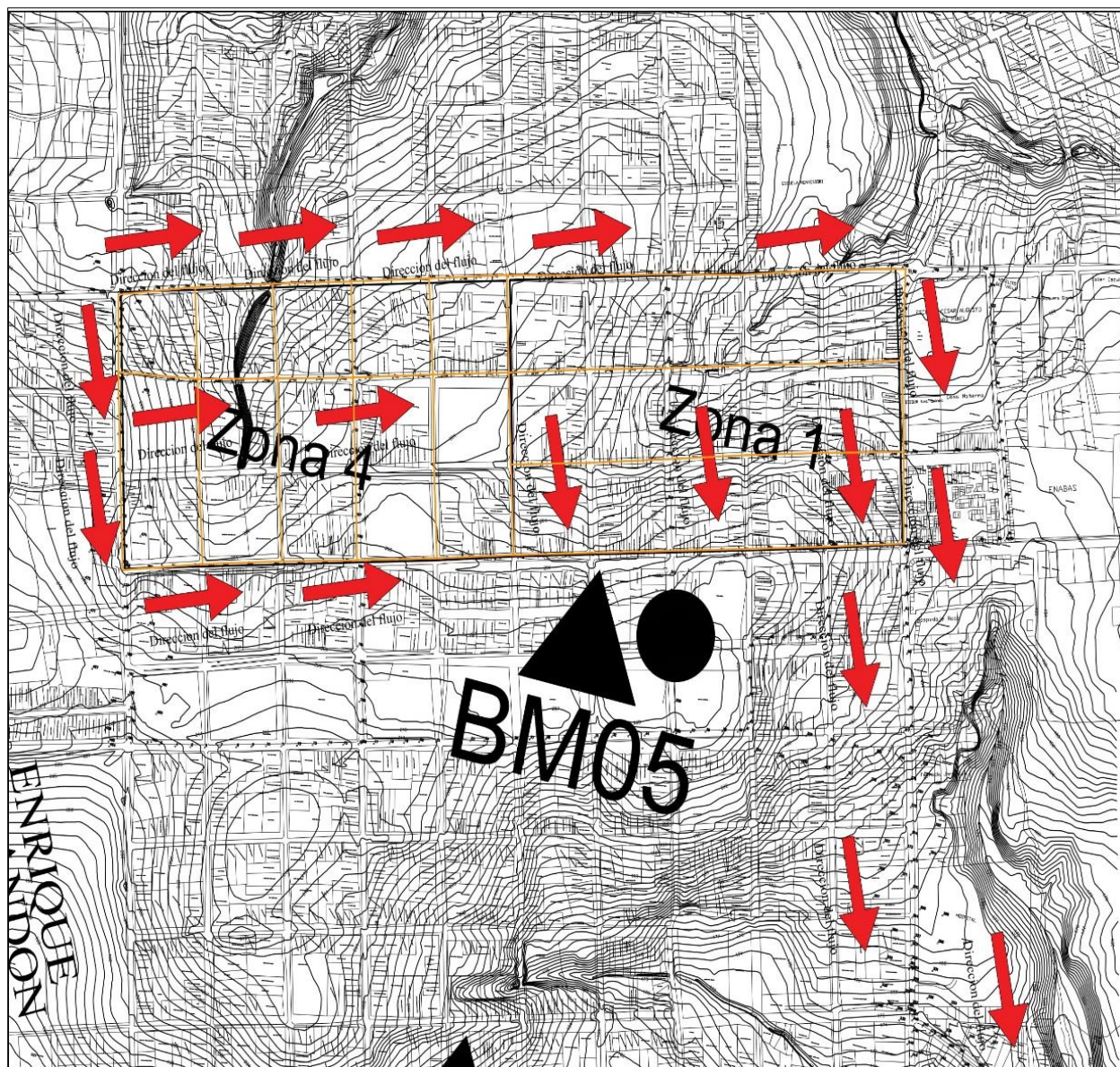
### 4.3 Trazado de colectores

Del plano general de la comunidad con curvas de nivel se ubicaron las tuberías, con lo establecido en las normas de diseño.

Se presentan los resultados de las memorias de cálculo:

- ❖ Memoria de cálculo de diseño de la red.
- ❖ Memoria de cálculo de hidráulicos de la red
- ❖ Memoria de cálculo topográfico de la red

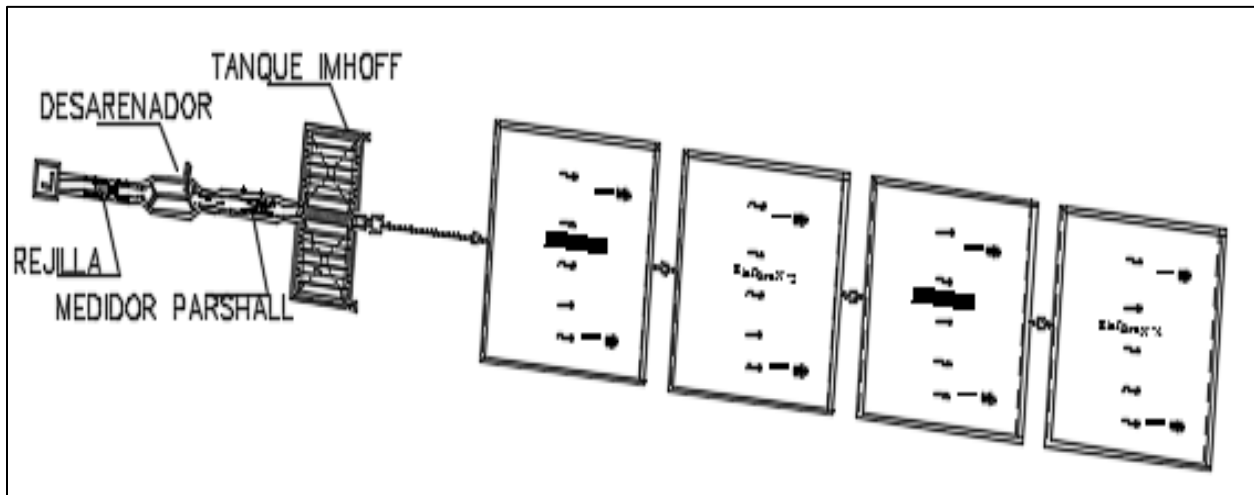
Figura 2. Trazado de colectores para las zonas #1 y #4 de la ciudad de Nueva Guinea



Fuente. Propia

#### 4.4 Alternativa propuestas para el diseño de planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR)

Figura 3. Tanque Imhoff + Biofiltro



Fuente. Propia

Cuadro 8.Datos de topografía

Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)
Desde	Hasta	Inicial	Final	
PVS -1	PVS-2	187.0	178.0	96.15
PVS-2	PVS-3	178.0	167.0	100.77
PVS-3	PVS-4	167.0	196.0	100.86
PVS-4	PVS-5	196.0	189.0	100.25
PVS-5	PVS-6	189.0	175.0	99.60
PVS-6	PVS-7	175.0	163.0	101.32
PVS-7	PVS-8	163.0	157.0	98.49
PVS-8	PVS-9	157.0	155.0	100.91
PVS-9	PVS-10	155.0	151.0	99.61
PVS-10	PVS-11	151.0	150.0	94.79
PVS-11	PVS-12	150.0	148.0	89.69
PVS-12	PVS-13	148.0	147.0	102.33
PVS-13	PVS-14	147.0	146.0	102.77
PVS-14	PVS-15	146.0	145.0	96.22
PVS-15	PVS-16	145.0	144.0	102.51
PVS-16	PVS-17	144.0	201.0	99.89
PVS-17	PVS-18	201.0	199.0	99.83
PVS-18	PVS-19	199.0	195.0	98.97
PVS-19	PVS-20	195.0	189.0	99.27
PVS-20	PVS-21	189.0	189.0	100.62
PVS-21	PVS-22	189.0	187.0	102.66
PVS-22	PVS-23	187.0	186.0	99.22
PVS-23	PVS-24	186.0	185.0	101.65
PVS-24	PVS-25	185.0	184.0	98.29
PVS-25	PVS-26	184.0	183.0	101.19
PVS-26	PVS-27	183.0	182.0	101.09
PVS-27	PVS-28	182.0	181.0	99.32
PVS-28	PVS-29	181.0	180.0	100.16
PVS-29	PVS-30	180.0	179.0	101.59
PVS-30	PVS-31	179.0	182.0	97.1
PVS-31	PVS-32	182.0	181.0	101.52

Fuente: Propia

Continuación de cuadro 8 datos de topografía

Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)
Desde	Hasta	Inicial	Final	
PVS-32	PVS-33	181.0	180.0	102.94
PVS-33	PVS-34	180.0	179.0	99.34
PVS-34	PVS-35	179.0	178.0	104.09
PVS-35	PVS-36	178.0	177.0	100.6
PVS-36	PVS-37	177.0	171.0	98.67
PVS-37	PVS-38	171.0	166.0	100.25
PVS-38	PVS-39	166.0	162.0	99.39
PVS-39	PVS-40	162.0	202.0	98.36
PVS-40	PVS-41	202.0	204.0	99.85
PVS-41	PVS-42	204.0	198.0	99.97
PVS-42	PVS-43	198.0	190.0	101.86
PVS-43	PVS-44	190.0	197.00	98.91
Total				<b>4292.87</b>

Fuente: Propia

Cuadro 9.Informe de topografía

Pozo de Visita		L. Tramo (m)	Diámetro (m)	Elev. Tapa		Pendiente del tramo (%)	Caída de alcant (m)	Elev de Corona		Elev de Invert		Profundidad de PVS
Desde	Hasta			Inicial	Final			Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	
PVS -1	PVS-2	96.15	0.15	187.00	178.00	12.40	11.92	185.50	173.58	185.35	173.43	1.65
PVS-2	PVS-3	100.77	0.15	178.00	167.00	10.50	10.58	173.55	162.97	173.40	162.82	4.60
PVS-3	PVS-4	100.86	0.15	167.00	196.00	11.00	11.09	162.94	151.84	162.79	151.69	4.21
PVS-4	PVS-5	100.25	0.20	196.00	189.00	10.30	10.33	195.00	184.67	194.80	184.47	1.20
PVS-5	PVS-6	99.60	0.20	189.00	175.00	14.00	13.94	184.64	170.70	184.44	170.50	4.56
PVS-6	PVS-7	101.32	0.15	175.00	163.00	11.20	11.35	170.67	159.32	170.52	159.17	4.48
PVS-7	PVS-8	98.49	0.15	163.00	157.00	6.80	6.70	159.29	152.59	159.14	152.44	3.86
PVS-8	PVS-9	100.91	0.15	157.00	155.00	1.90	1.92	152.56	150.65	152.41	150.50	4.59
PVS-9	PVS-10	99.61	0.15	155.00	151.00	4.00	3.98	150.62	146.63	150.47	146.48	4.53
PVS-10	PVS-11	94.79	0.15	151	150	0.80	0.76	146.60	145.84	146.45	145.69	4.55
PVS-11	PVS-12	89.69	0.15	150.00	148.00	0.70	0.63	145.81	145.19	145.66	145.04	4.34
PVS-12	PVS-13	102.33	0.15	148.00	147.00	0.71	0.73	145.16	144.43	145.01	144.28	2.99
PVS-13	PVS-14	102.77	0.15	147.00	146.00	0.65	0.67	144.40	143.73	144.25	143.58	2.75
PVS-14	PVS-15	96.22	0.15	146.00	145.00	0.65	0.63	143.70	143.08	143.55	142.93	2.45
PVS-15	PVS-16	102.51	0.15	145.00	144.00	0.60	0.62	143.05	142.43	142.90	142.28	2.10
PVS-16	PVS-17	99.89	0.15	144.00	201.00	2.50	2.50	142.43	139.93	142.28	139.78	1.72
PVS-17	PVS-18	99.83	0.15	144.00	201.00	2.50	2.50	142.40	139.91	142.25	139.76	1.75

Fuente Propia



Cuadro 10 Informe de topografía

Pozo de Visita		Longitud (m)	Diámetro (m)	Elev. Tapa		Pendiente del tramo (%)	Caída de alcant (m)	Elev de Corona		Elev de Invert		Profundidad de PVS
Desde	Hasta			Inicial	Final			Arriba	Abajo (LLEGA S)	Arriba (SALE P)	Abajo (LLEGA S)	
PVS-18	PVS-19	98.97	0.10	339.13	336.95	4.00	3.96	338.13	334.17	338.03	334.07	1.10
PVS-19	PVS-20	99.27	0.15	199.00	195.00	5.00	4.96	198.00	193.04	197.85	192.89	1.15
PVS-20	PVS-21	100.62	0.15	195.00	189.00	7.00	7.04	193.01	185.96	192.86	185.81	2.14
PVS-21	PVS-22	102.66	0.15	189.00	189.00	5.50	5.65	185.93	180.29	185.78	180.14	3.22
PVS-22	PVS-23	99.22	0.10	189.00	187.00	2.20	2.18	188.00	185.82	187.90	185.72	1.10
PVS-23	PVS-24	101.65	0.15	187.00	186.00	1.50	1.52	185.79	184.26	185.64	184.11	1.36
PVS-24	PVS-25	98.29	0.15	186.00	185.00	1.50	1.47	184.23	182.76	184.08	182.61	1.92
PVS-25	PVS-26	101.19	0.15	185.00	184.00	1.50	1.52	182.73	181.21	182.58	181.06	2.42
PVS-26	PVS-27	101.09	0.15	184.00	183.00	0.90	0.91	181.18	180.27	181.03	180.12	2.97
PVS-27	PVS-28	99.32	0.15	183.00	182.00	0.80	0.79	180.24	179.45	180.09	179.30	2.91
PVS-28	PVS-29	100.16	0.15	182.00	181.00	0.80	0.80	179.42	178.61	179.27	178.46	2.73
PVS-29	PVS-30	101.59	0.15	181.00	180.00	0.75	0.76	178.58	177.82	178.43	177.67	2.57
PVS-30	PVS-31	97.1	0.20	180.00	179.00	0.40	0.39	177.79	177.40	177.59	177.20	2.41
PVS-31	PVS-32	101.52	0.20	179.00	182.00	0.40	0.41	177.37	176.97	177.17	176.77	1.83
PVS-32	PVS-33	102.94	0.15	182.00	181.00	12.00	12.35	181.00	168.65	180.85	168.50	1.15
PVS-33	PVS-34	99.34	0.30	181.00	180.00	8.00	7.95	179.50	171.55	179.20	171.25	1.80
PVS-34	PVS-35	104.09	0.15	180.00	179.00	0.40	0.42	176.94	176.52	176.79	176.37	3.21
PVS-35	PVS-36	100.6	0.15	179.00	178.00	2.80	2.82	176.49	173.67	176.34	173.52	2.66
PVS-36	PVS-37	98.67	0.15	178.00	177.00	4.00	3.95	173.64	169.70	173.49	169.55	4.51
PVS-37	PVS-38	100.25	0.15	177.00	171.00	8.50	8.52	175.50	166.98	175.35	166.83	1.65
PVS-38	PVS-39	99.39	0.15	171.00	166.00	5.70	5.67	166.95	161.28	166.80	161.13	4.20
PVS-39	PVS-40	98.36	0.15	166.00	162.00	3.70	3.64	161.25	157.61	161.10	157.46	4.90
PVS-40	PVS-41	99.85	0.15	162.00	202.00	5.00	4.99	157.58	152.59	157.43	152.44	4.57
PVS-41	PVS-42	99.97	0.15	202.00	204.00	0.50	0.50	200.50	200.00	200.35	199.85	1.65
PVS-42	PVS-43	101.86	0.15	204.00	198.00	4.00	4.07	199.97	195.90	199.82	195.75	4.18
PVS-43	PVS-44	98.91	0.15	198.00	190.00	2.20	2.18	195.87	193.69	195.72	193.54	2.28

Fuente Propia

Cuadro 11.Cálculo hidráulico

Pozo de Visita		Longitud (m)	Diámetro (m)	Elev. Terreno (m)		Pendiente Terreno (%)	Pendiente Tubo (%)	QLL (lps)	Qd/QLL	Vd/VLL	Y/D	Rh/RhLL	Rh (m)	T. arrastre (Pa)	Vd (m/s)	Pérdidas (m)
Desde	Hasta			Inicial	Final											
PVS -1	PVS-2	96.15	0.15	187.000	178.000	9.36	12.40	77.541	0.019	0.065	0.014	0.037	0.001	1.703	0.28	0.001
PVS-2	PVS-3	100.77	0.15	178.000	167.000	10.92	10.50	71.354	0.034	0.098	0.022	0.056	0.002	2.163	0.40	0.002
PVS-3	PVS-4	100.86	0.15	167.000	196.000	-28.75	11.00	73.033	0.041	0.130	0.029	0.074	0.003	3.021	0.54	0.004
PVS-4	PVS-5	100.25	0.20	196.000	189.000	6.98	10.30	152.199	0.002	0.033	0.007	0.019	0.001	1.010	0.16	0.000
PVS-5	PVS-6	99.60	0.20	189.000	175.000	14.06	14.00	177.442	0.005	0.033	0.007	0.019	0.001	1.373	0.19	0.001
PVS-6	PVS-7	101.32	0.15	175.000	163.000	11.84	11.20	73.694	0.021	0.065	0.014	0.037	0.001	1.538	0.27	0.001
PVS-7	PVS-8	98.49	0.15	163.000	157.000	6.09	6.80	57.422	0.107	0.333	0.075	0.193	0.007	4.803	1.08	0.015
PVS-8	PVS-9	100.91	0.15	157.000	155.000	1.98	1.90	30.353	0.251	0.423	0.109	0.276	0.010	1.938	0.73	0.007
PVS-9	PVS-10	99.61	0.15	155.000	151.000	4.02	4.00	44.040	0.189	0.393	0.097	0.246	0.009	3.610	0.98	0.012
PVS-10	PVS-11	94.79	0.15	151.000	150.000	1.05	0.80	19.70	0.48	0.52	0.15	0.37	0.01	1.09	0.57	0.00
PVS-11	PVS-12	89.69	0.15	150.000	148.000	2.23	0.70	18.423	0.590	0.551	0.167	0.409	0.015	1.051	0.57	0.004
PVS-12	PVS-13	102.33	0.15	148.000	147.000	0.98	0.71	18.555	0.622	0.559	0.171	0.417	0.016	1.087	0.59	0.004
PVS-13	PVS-14	102.77	0.15	147.000	146.000	0.97	0.65	17.753	0.684	0.576	0.179	0.437	0.016	1.046	0.58	0.004
PVS-14	PVS-15	96.22	0.15	146.000	145.000	1.04	0.65	17.753	0.731	0.585	0.184	0.456	0.017	1.090	0.59	0.00
PVS-15	PVS-16	102.51	0.15	145.000	144.000	0.98	0.60	17.057	0.865	0.616	0.201	0.487	0.018	1.077	0.59	0.00
PVS-16	PVS-17	99.89	0.15	144.000	201.000	-57.06	2.50	34.82	0.47	0.51	0.15	0.37	0.01	3.36	1.01	0.01
PVS-17	PVS-18	99.83	0.10	201.000	199.000	2.00	4.00	14.937	0.057	0.196	0.043	0.112	0.003	1.099	0.37	0.002

Fuente Propia



Cuadro 12 Cálculo hidráulico

Pozo de Visita		Longitud (m)	Diámetro (m)	Elev. Terreno (m)		Pendiente Terreno (%)	Pendiente Tubo (%)	QLL (lps)	Qd/QLL	Vd/VLL	Y/D	Rh/RhL L	Rh (m)	T. arrastre	Vd (m/s)	Pérdidas (m)
Desde	Hasta			Inicial	Final											
PVS-18	PVS-19	98.97	0.15	199.000	195.000	4.04	5.00	49.239	0.012	0.130	0.029	0.074	0.003	1.373	0.36	0.002
PVS-19	PVS-20	99.27	0.15	195.000	189.000	6.04	7.00	58.260	0.032	0.098	0.022	0.056	0.002	1.442	0.32	0.001
PVS-20	PVS-21	100.62	0.15	189.000	189.000	0.00	5.50	51.642	0.044	0.130	0.029	0.074	0.003	1.511	0.38	0.002
PVS-21	PVS-22	102.66	0.10	189.000	187.000	1.95	2.20	11.078	0.107	0.333	0.075	0.186	0.005	1.014	0.47	0.003
PVS-22	PVS-23	99.22	0.15	187.000	186.000	1.01	1.50	26.969	0.098	0.326	0.072	0.186	0.007	1.030	0.50	0.003
PVS-23	PVS-24	101.65	0.15	186.000	185.000	0.98	1.50	26.969	0.129	0.348	0.080	0.186	0.007	1.030	0.53	0.004
PVS-24	PVS-25	98.29	0.15	185.000	184.000	1.02	1.50	26.969	0.158	0.369	0.088	0.186	0.007	1.030	0.560	0.004
PVS-25	PVS-26	101.19	0.15	184.000	183.000	0.99	0.90	20.890	0.340	0.328	0.124	0.312	0.012	1.033	0.390	0.002
PVS-26	PVS-27	101.09	0.15	183.000	182.000	0.99	0.80	19.696	0.434	0.495	0.140	0.348	0.013	1.028	0.550	0.004
PVS-27	PVS-28	99.32	0.15	182.000	181.000	1.01	0.80	19.696	0.480	0.512	0.148	0.366	0.014	1.075	0.570	0.004
PVS-28	PVS-29	100.16	0.15	181.000	180.000	1.00	0.75	19.07	0.50	0.52	0.15	0.37	0.01	1.03	0.56	0.00
PVS-29	PVS-30	101.59	0.20	180.000	179.000	0.98	0.40	29.993	0.893	0.770	0.295	0.675	0.034	1.326	0.730	0.007
PVS-30	PVS-31	97.10	0.20	179.000	182.000	-3.09	0.40	29.993	0.948	0.783	0.305	0.693	0.035	1.362	0.75	0.007
PVS-31	PVS-32	101.52	0.15	182.000	181.000	0.99	12.00	76.280	0.007	0.065	0.014	0.037	0.001	1.648	0.28	0.001
PVS-32	PVS-33	102.94	0.30	181.000	180.000	0.97	8.00	395.47	0.00	0.03	0.01	0.02	0.00	1.10	0.18	0.00
PVS-33	PVS-34	99.34	0.15	180.000	179.000	1.01	0.40	13.927	2.207	0.804	0.320	0.721	0.027	1.059	0.630	0.005
PVS-34	PVS-35	104.09	0.15	179.000	178.000	0.96	2.80	36.847	0.867	0.614	0.199	0.487	0.018	5.027	1.28	0.021
PVS-35	PVS-36	100.60	0.15	178.000	177.000	0.99	4.00	44.04	0.73	0.59	0.18	0.46	0.02	6.71	1.46	0.03
PVS-36	PVS-37	98.67	0.15	177.000	171.000	6.08	8.50	64.20	0.019	0.065	0.014	0.037	0.001	1.167	0.240	0.001
PVS-37	PVS-38	100.25	0.15	171.000	166.000	4.99	5.70	52.573	0.035	0.098	0.022	0.056	0.002	1.174	0.29	0.001
PVS-38	PVS-39	99.39	0.15	166.000	162.000	4.02	3.70	42.357	0.052	0.163	0.036	0.093	0.004	1.270	0.39	0.002
PVS-39	PVS-40	98.36	0.15	162.000	202.000	-40.67	5.00	49.239	0.060	0.196	0.043	0.112	0.004	2.060	0.55	0.004
PVS-40	PVS-41	99.85	0.15	202.000	204.000	-2.00	0.50	15.571	0.041	0.130	0.029	0.074	0.003	0.137	0.11	0.000
PVS-41	PVS-42	99.97	0.15	204.000	198.000	6.00	4.00	44.040	0.021	0.065	0.014	0.037	0.001	0.549	0.16	0.000
PVS-42	PVS-43	101.86	0.15	198.000	190.000	7.85	2.20	32.661	0.140	0.355	0.083	0.212	0.008	1.727	0.66	0.006
PVS-43	PVS-44	98.91	0.15	190.000	197.000	-7.08	4.50	46.712	0.116	0.333	0.075	0.193	0.007	3.178	0.88	0.010
TOTAL		4292.87						2220.45	13.63							0.21

Fuente Propia

Cuadro 13 Cálculo de caudales

Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Lon.Acumuladas (m)	Area local (m2)	Area acumulada (m2)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comercial (lps)	Q comercial acumulado	Q institucional (lps)	Q institucional acumulado	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
Desde	Hasta	Inicial	Final													
PVS -1	PVS-2	187.000	178.000	96.15	96.15	6929.79	6929.79	0.4993	0.4993	1.4979	0	0	0	0	0.0032	1.501
PVS-2	PVS-3	178.000	167.000	100.77	196.92	4197.97	11127.76	0.3025	0.8017	2.4051	0	0	0	0	0.0066	2.412
PVS-3	PVS-4	167.000	196.000	100.86	297.78	2798.31	13926.07	0.2016	1.0034	3.0102	0	0	0	0	0.0099	3.020
PVS-4	PVS-5	196.000	189.000	100.25	100.25	1494.98	1494.98	0.1077	0.1077	0.3231	0	0	0	0	0.0033	0.326
PVS-5	PVS-6	189.000	175.000	99.60	199.85	2410.54	3905.52	0.1737	0.2814	0.8442	0	0	0	0	0.0067	0.851
PVS-6	PVS-7	175.000	163.000	101.32	301.17	3038.31	6943.83	0.2189	0.5003	1.5009	0	0	0	0	0.01	1.511
PVS-7	PVS-8	163.000	157.000	98.49	697.44	7396.54	28266.44	0.5329	2.0365	6.1095	0	0	0	0	0.0232	6.133
PVS-8	PVS-9	157.000	155.000	100.91	798.35	6876.79	35143.23	0.4955	2.532	7.596	0	0	0	0	0.0266	7.623
PVS-9	PVS-10	155.000	151.000	99.61	897.96	3251.77	38395.00	0.2343	2.7663	8.2989	0	0	0	0	0.0299	8.329
PVS-10	PVS-11	151.000	150.000	94.79	992.75	4945.39	43340.39	0.36	3.12	9.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	9.40
PVS-11	PVS-12	150.000	148.000	89.69	1082.44	6348.91	49689.30	0.4574	3.58	10.74	0	0	0.0973	0.0973	0.0361	10.873
PVS-12	PVS-13	148.000	147.000	102.33	1184.77	3040.16	52729.46	0.219	3.7991	11.3973	0	0	0	0.0973	0.0395	11.534
PVS-13	PVS-14	147.000	146.000	102.77	1287.54	2823.55	55553.01	0.2034	4.0025	12.0075	0	0	0	0.0973	0.0429	12.148
PVS-14	PVS-15	146.000	145.000	96.22	1383.76	3785.38	59338.39	0.2727	4.2752	12.8256	0	0	0	0.0973	0.0461	12.969
PVS-15	PVS-16	145.000	144.000	102.51	1486.27	8254.60	67592.99	0.5947	4.87	14.61	0	0	0	0.0973	0.0495	14.757
PVS-16	PVS-17	144.000	201.000	99.89	1586.16	6906.78	74499.77	0.50	5.37	16.10	0.00	0.00	0.00	0.10	0.05	16.25
PVS-17	PVS-18	201.000	199.000	99.83	99.83	3900.66	3900.66	0.281	0.281	0.843	0	0	0	0.0000	0.0033	0.846

Fuente: Propia

Cuadro 14 Cálculo de caudales

Pozo de Visita		Elevación Terreno (m)		Lon. Tramo (m)	Lon.Acumuladas (m)	Area local (m2)	Area acumulada (m2)	Q medio Dom. Tramo (lps)	Q medio Dom. Acum. (lps)	Q máx (lps)	Q comercial (lps)	Q comercial acumulado	Q institucional (lps)	Q institucional acumulado	Q infiltración (lps)	Qdiseño (lps)
Desde	Hasta	Inicial	Final													
PVS-18	PVS-19	199.000	195.000	98.970	98.97	2727.96	2727.96	0.1965	0.1965	0.5895	0	0	0	0	0.0033	0.593
PVS-19	PVS-20	195.000	189.000	99.270	298.07	2007.47	8636.09	0.1446	0.6222	1.8666	0	0	0	0	0.0099	1.877
PVS-20	PVS-21	189.000	189.000	100.620	398.69	1863.44	10499.53	0.1343	0.7565	2.2695	0	0	0	0	0.0133	2.283
PVS-21	PVS-22	189.000	187.000	102.660	102.66	5473.29	5473.29	0.3943	0.3943	1.1829	0	0	0	0	0.0034	1.186
PVS-22	PVS-23	187.000	186.000	99.220	201.88	6768.97	12242.26	0.4877	0.882	2.646	0	0	0	0	0.0067	2.653
PVS-23	PVS-24	186.000	185.000	101.650	303.53	3788.10	16030.36	0.2729	1.155	3.465	0	0	0	0	0.0101	3.475
PVS-24	PVS-25	185.000	184.000	98.290	401.82	3582.38	19612.74	0.2581	1.4131	4.2393	0	0	0	0	0.0134	4.253
PVS-25	PVS-26	184.000	183.000	101.190	901.70	2655.46	32767.73	0.1913	2.3609	7.0827	0	0	0	0	0.0301	7.113
PVS-26	PVS-27	183.000	182.000	101.090	1002.79	6644.52	39412.25	0.4787	2.8396	8.5188	0	0	0	0	0.0334	8.552
PVS-27	PVS-28	182.000	181.000	99.320	1102.11	4190.63	43602.88	0.3019	3.1415	9.4245	0	0	0	0	0.0367	9.461
PVS-28	PVS-29	181.000	180.000	100.160	1202.27	0.00	43602.88	0.00	3.14	9.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	9.46
PVS-29	PVS-30	180.000	179.000	101.590	2890.02	4950.21	123052.86	0.3567	8.8658	26.5974	0	0	0	0.0973	0.0963	26.791
PVS-30	PVS-31	179.000	182.000	97.100	2987.12	7615.96	130668.82	0.5487	9.4145	28.2435	0	0	0	0.0973	0.0996	28.440
PVS-31	PVS-32	182.000	181.000	101.520	101.52	2575.78	2575.78	0.1856	0.1856	0.5568	0	0	0	0	0.0034	0.560
PVS-32	PVS-33	181.000	180.000	102.940	102.94	3919.28	3919.28	0.28	0.28	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.85
PVS-33	PVS-34	180.000	179.000	99.340	3290.92	4081.62	141245.50	0.2941	10.1765	30.5295	0	0	0	0.0973	0.1097	30.736
PVS-34	PVS-35	179.000	178.000	104.090	3395.01	5574.88	146820.38	0.4017	10.5782	31.7346	0	0	0	0.0973	0.1132	31.945
PVS-35	PVS-36	178.000	177.000	100.600	3495.61	1696.8	148517.18	0.1223	10.7004	32.1012	0	0	0	0.0973	0.1165	32.315
PVS-36	PVS-37	177.000	171.000	98.670	98.67	5582.36	5582.36	0.4022	0.4022	1.2066	0	0	0	0	0.0033	1.210
PVS-37	PVS-38	171.000	166.000	100.250	198.92	3017.69	8600.05	0.2174	0.6196	1.8588	0	0	0	0	0.0066	1.865
PVS-38	PVS-39	166.000	162.000	99.390	298.31	1539.89	10139.94	0.1109	0.7306	2.1918	0	0	0	0	0.0099	2.202
PVS-39	PVS-40	162.000	202.000	98.360	396.67	3398.44	13538.38	0.2449	0.9754	2.9262	0	0	0	0	0.0132	2.939
PVS-40	PVS-41	202.000	204.000	99.850	99.85	2955.93	2955.93	0.213	0.213	0.639	0	0	0	0	0.0033	0.642
PVS-41	PVS-42	204.000	198.000	99.970	199.82	1208.40	4164.33	0.0871	0.3	0.9	0	0	0	0	0.0067	0.907
PVS-42	PVS-43	198.000	190.000	101.860	698.35	3384.09	21086.80	0.2438	1.5193	4.5579	0	0	0	0	0.0233	4.581
PVS-43	PVS-44	190.000	197.000	98.910	797.26	3962.65	25049.45	0.2855	1.8048	5.4144	0	0	0	0	0.0266	5.441
				4292.874		173566.6		12.5051			0		0.097263			
															Q diseño	0.097263

Fuente: Propia

#### **4.5 Resumen de cantidad de obras del alcantarillado sanitario**

El caudal de diseño se muestra en los cuadros 25 y 26 es de 0.09726 lps

Los siguientes valores son un resumen de los cuadros 23 y 24 ocupados para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

- Longitud total de tubería.

$$L = 4,292.87 \text{ m}$$

- Diámetros de tubería.

**Diámetro de 4":**

$$L = 503.23 \text{ m}$$

**Diámetro de 6":**

$$L = 3,789.64 \text{ m}$$

- Pendientes de la tubería.

**Pendiente mínima:**

$$S_{\min} = 0.40 \%$$

**Pendiente máxima:**

$$S_{\max} = 14.00 \%$$

- Velocidades en la tubería.

**Velocidad mínima:**

$$V_{\min} = 0.11 \text{ m/s}$$

**Velocidad máxima:**

$$V_{\max} = 1.46 \text{ m/s}$$

- Volumen de excavación para el sistema de alcantarillado.

**Volumen de excavación de tubería:**

$$V_{\text{exc-tub}} = 9,658.96 \text{ m}^3$$

**Volumen de excavación para los pozos de visitas:**

$$V_{\text{exc-p}} = 358.16 \text{ m}^3$$

## 4.6 Elementos de la planta de tratamiento de agua residual

### 4.6.1 Canal de entrada

El canal propuesto es de concreto, con un ancho interno de 0.50 m, borde libre de 0.30 y altura total de 0.50 m la pendiente de 0.25 %. En el siguiente cuadro se observan los resultados.

Cuadro 15 Dimensiones del canal de entrada

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Población	P	8441	hab.		
Dotación	Dot	105	lppd	5,000 - 10,000hab → 105 lppd (INAA)	
Ancho de Canal	B	<b>0.50</b>	m	0.30 m - 0.70 m	
Pendiente a lo largo del Canal	S	<b>0.0025</b>	m/m	Asumido	
Coeficiente de Manning	n	0.013		Concreto	
Borde Libre	BL	0.3	m	0.20 m - 0.3 m	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal Medio doméstico	Qm	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	8.21	l/s	
			0.008	m <sup>3</sup> /s	
Otros aportes	Q <sub>16%+infil</sub>	Q=Qcom+Qinst+Qind+Qinf	1.74	l/s	Pendiente Qinfiltración
			0.001	m <sup>3</sup> /s	
Caudal Medio Total	Qmedio	Qmedio = Q + Qm	9.94	l/s	
			0.010	m <sup>3</sup> /s	
Caudal de Diseño	Qd	$Q_d = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{inst}$	26.36	l/s	
			0.026	m <sup>3</sup> /s	
Altura Máxima		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{máx} * B \left[ \frac{H_{máx} * B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$			
		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.0069		
		$H_{máx} * B \left[ \frac{H_{máx} * B}{B + 2H_{máx}} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0069		
	Hmax		0.086	m	
Altura Media		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}} = H_m * B \left[ \frac{H_m * B}{B + 2H_m} \right]^{\frac{2}{3}}$		m	
		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}}$	0.0025		
		$H_m * B \left[ \frac{H_m * B}{B + 2H_m} \right]^{\frac{2}{3}}$	0.0025		
	Hmed		0.044		
Velocidad Máxima	Vmáx	$V_{máx} = \frac{Q_d}{B * H_{máx}}$	0.613	m/s	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
Velocidad Media	Vm	$V_m = \frac{Q_m}{B * H_m}$	0.4327	m/s	0.40 - 0.75 m/seg, Cumple
Área Mojada	At	$A_t = B * H_{máx}$	0.043	m <sup>2</sup>	
Altura del Canal	Hcanal		0.5	m	

Fuente. Propia

#### 4.6.2 Rejas

Se propone una reja de limpieza manual. El ancho de la reja es el mismo ancho del canal 0.50 m. La inclinación de las rejas es de 45°, la separación entre barras es de 5 cm, y el espesor de las barras es de 1.27 cm. En el siguiente cuadro se observan los resultados.

Cuadro 16 Datos de la reja manual

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Población	P	8441	hab.		
Dotación	Dot	105	lppd	5,000 - 10,000 hab → 105 lppd	
Factor de Forma de la Barras	$\beta$	1.79		Circular = 1.79 , Rectangular = 2.42	
Inclinación de Reja	$\theta$	45	°	45° - 60° con la Horizontal	
Separación entre Barra	a	5	cm	2.50 cm - 5.00 cm	
Espesor Barra	t	1.27	cm	0.50 cm - 1.50 cm	
Ancho de Canal	B	0.5	m	0.30 m - 0.70 m	
Ancho de Reja	b	0.5	m	Asumido	
Pendiente a lo largo del Canal	S	0.0025	m/m	Asumido	
Coefficiente de Manning	n	0.013		Concreto	
Borde Libre	BL	0.3	m	0.20 m - 0.3 m	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudal Medio	Qm	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	9.943	l/s	
			0.010	m³/s	
Caudal de Diseño	Qd	$Q_d = Q_{máx} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{inaz}$	26.36	l/s	
			0.026	m³/s	
Altura Máxima		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}} = H_{máx} * b \left[ \frac{H_{máx} * b}{b + 2H} \right]^{\frac{5}{2}}$		m	
		$\frac{Q_d * n}{\sqrt{S}}$	0.007		
		$H_{máx} * b \left[ \frac{H_{máx} * b}{b + 2H_{máx}} \right]^{\frac{5}{2}}$	0.007		
	Hmax		0.083		
Altura Media de Agua antes de Reja		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}} = H_m * b \left[ \frac{H_m * b}{b + 2H} \right]^{\frac{5}{2}}$		m	
		$\frac{Q_m * n}{\sqrt{S}}$	0.003		
		$H_m * b \left[ \frac{H_m * b}{b + 2H_m} \right]^{\frac{5}{2}}$	0.003		
	Hmed		0.048		
Velocidad Máxima antes de la Reja	Vmáx	$V_{máx} = \frac{Q_d}{B * H_{máx}}$	0.635	m/seg	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
Velocidad Media antes de la Reja	Vm	$V_m = \frac{Q_m}{B * H_m}$	0.414	m/seg	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
Área Total Mojada	At	$A_t = b * H_{máx}$	0.042	m²	
Eficiencia	E	$E = \frac{a}{a + t}$	0.800		0.6 - 0.85 (CEPIS)
Área Útil	Au	$A_u = A_t * E$	0.033	m²	
Velocidad de Paso	Vp	$V_p = \frac{Q_d}{A_u}$	0.794	m/s	0.40 - 0.9 m/s, Cumple

Fuente. Propia

Continuación de cuadro de 16 datos de la reja manual:

VERIFICACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA					
Área Total por Velocidad Media	At'	$A'_t = b * H_{med}$	0.024	m <sup>2</sup>	
Área Útil por Velocidad Media	Au'	$A'_u = A'_t * E$	0.019	m <sup>2</sup>	
Velocidad Media	V'm	$V'_m = \frac{Q_m}{A'_u}$	0.518	m/s	0.40 - 0.75 m/s, Cumple
PÉRDIDAS					
Pérdida de Carga en Rejas Limpias	Hf	$H_f = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{5}{2}} * \sin \theta * \frac{V_m^2}{2g}$	0.005	m	< 0.15, Cumple
Pérdida de Carga en Rejas (Parcialmente Obstruída)	Hfo	$h_{fo} = \left(\frac{E}{E_o}\right)^2 * H_f = \left(\frac{E}{0.75 * E}\right)^2 * H_f$	0.009	m	< 0.15, Cumple
	Eo	0.75 E	0.6	(0.5 - 0.75), (0.75 = Parcialmente	
Altura del Canal	Hcanal	$H_{canal} = H_{máx} + h_{fo} + BL$	0.5	m	

Fuente. Propia

#### 4.6.3 Desarenador

Se proponen dos desarenadores, para que funcione uno, y cuando hay que eliminar las arenas acumuladas, se cierra el pase de agua y se abre el que está en reserva.

Las dimensiones de los desarenadores son: Largo 3.80 m, con un ancho de 0.50 m y una profundidad total de 1.08 m. En el siguiente cuadro se observan los resultados.

Cuadro 17 Desarenador propuesto

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Carga Superficial	Cs	1200	m³/m²/día	700 - 1600	
Caudal de Diseño	Qd	0.026	m³/s		
Velocidad de flujo	V	0.30	m/s	Valor sugerido por INAA	
Diámetro de partícula	Ø	0.2	mm	> 0.2 mm, CEPIS	
Velocidad de Sedimentación	Vs	0.021	m/s	Ver tabla D-1-3a	
Número de Desarenadores	No	2	und		
Tiempo de Retencion de Sedimento en	t	15	días	Por Mantenimiento	
DIMENSIONAMIENTO					
CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Ancho	b		0.50	m	Usar B de Canal de Entrada
Altura de Agua en el Canal de Llegada	H <sub>agua</sub>	$\frac{Q_d}{b * V}$	0.18	m	Canal de Entrada, ver Apéndice D-1-1
Borde libre	BL		0.30	m	Asumido
Largo	L	$\frac{V * H_{agua} * 86400}{C_s}$	3.80	m	OPS/OMS/CEPIS
Radio Hidráulico	Rh	A/P	0.1032	m	
		Rh <sup>2/3</sup>	0.2200		
Pendiente Longitudinal del Desarenador	S	$S = \left(\frac{n * V}{Rh^{2/3}}\right)^2$	0.0314	%	
Pérdidas en el desarenador	Hf	S * L	1.2	mm	

Fuente. Propia

### Continuación de cuadro 17 desarenador propuesto

VOLUMEN DE TOLVA					
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Cantidad de material retenido	Cant.retenida		0.029	l/m <sup>3</sup>	Zona Residencial, OPS/OMS/CEPIS
Volumen Sedimentado	V <sub>sed</sub>	Q * Cant.retenida * t	990.55	lts	
Volumen requerido de tolva	Vol.Req.Tolva	V <sub>sed</sub>	0.991	m <sup>3</sup>	
Altura de Tolva propuesta	H <sub>tolva</sub>		0.60	m	
Ancho	b		0.50	m	
Largo	L		3.80	m	
Volumen propuesto de tolva	V <sub>tolva</sub>	H <sub>Tolva</sub> * b * L	1.139	m <sup>3</sup>	≥Vol.Req.tolva, Cumple
Altura Total del Desarenador	H <sub>total</sub>	Σ H <sub>agua</sub> + H <sub>tolva</sub> + BL	1.08	m	

Fuente. Propia

#### 4.6.4 Canaleta Parshall

Las canaletas Parshall son un instrumento efectivo para medir caudales de agua residuales, ya que su diseño evita la sedimentación de materia orgánica e inorgánica dentro del mismo. La canaleta Parshall propuesta tiene un ancho de garganta de 15.2 cm El dimensionamiento hidráulico se observa en el cuadro 18.

Cuadro 18 Canaleta Parshall

DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Caudales de Diseño	Q <sub>min</sub>	0.002	m <sup>3</sup> /s	< 0.252
	Q <sub>d</sub>	0.026	m <sup>3</sup> /s	
Ancho de Canal	B	0.5	m	1/3 - 1/2 de B
Ancho de Garganta	W'	0.15	m	
Ancho de Garganta Seleccionado	W	0.152	m	Ver Criterios Apéndice D-1-5
Dimensiones de Canal Parshall Seleccionado	A	0.621	m	
	2/3 A	0.414	m	
	W <sub>c</sub>	0.315	m	
	B	0.61	m	
	C	0.394	m	
	D	0.397	m	
	E	0.61	m	
	F	0.305	m	
	G	0.61	m	
	K	0.076	m	
	N	0.114	m	
	R	0.406	m	
	M	0.305	m	
	P	0.902	m	
	X	0.076	m	
	Y	0.076	m	
	k	0.381		
	n	1.58		

Fuente. Propia



## Continuación del cuadro 18 Canaleta Parshall

CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga Piezométrica en Wc (Tramo Convergente)	Ha	$\sqrt[n]{Q_{máx}/k}$	0.184	m	Despejando Q = KH <sup>n</sup>
Carga Piezométrica en Tramo Contraído	Hb	$\sqrt[n]{Q_{mín}/k}$	0.0349539	m	
Ahogamiento		$H_b/H_a$	18.954	%	< 60 %, Cumple
Velocidad en la Sección Wc	Vo	$\frac{Q}{Wc * Ha}$	0.454	m/s	
Carga Total en la Sección Wc	Hc	$\frac{V_o^2}{2g} + Ha + M/4$	0.271	m	
Caudal Específico en W	q	$Q/W$	0.173	m <sup>3</sup> /m/s	
Angulo $\theta$	$\theta$	$\cos^{-1} \left[ \frac{(-q * g)}{(2/3 * g * Hc)^{1/5}} \right]$	1.571	rad	
Velocidad antes del Resalto	V <sub>1</sub>	$2 \left( \left( \frac{2g * E_o}{3} \right)^{0.5} * \cos \left( \frac{\theta}{3} \right) \right)$	2.31	m/s	2.5 m/s - 3 m/s
Altura de Agua antes del Resalto	h <sub>1</sub>	$q/V_1$	0.075	m	
Froude	F	$\frac{V_1}{\sqrt{g * h_1}}$	2.686		Régimen Supercrítico
Altura de Agua en el Resalto	h <sub>2</sub>	$\frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{(1 + 8F^2)} - 1 \right]$	0.250	m	h <sub>1</sub> < h <sub>2</sub> , OK!!
Velocidad en el Resalto	V <sub>2</sub>	$\frac{Q}{W * h_2}$	0.692	m/s	
Altura de agua en la Sálida del Canal	h <sub>3</sub>	$h_2 - (N - K)$	0.212	m	
Velocidad en la Sección de Sálida	V <sub>3</sub>	$\frac{Q}{C * h_3}$	0.315	m/s	
Pérdidas	hf	$\frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_2 * h_1}$	0.071	m	

Fuente. Propia

## Cuadro 19 Criterios, dimensiones y caudales de la canaleta Parshall

D-1-5 CRITERIOS, DIMENCIONES Y CAUDALES DE CANALES PARSHALL												
Ahogamiento	Hb/Ha < 60 %			Hb/Ha < 70 %								
Ln	7	15	22	30	45	60	90	120	150	180	210	240
W (cm)	7.6	15.2	22.9	30.5	45.7	61	91.5	121.9	152.4	182.9	213.4	243.8
A (cm)	46.7	62.1	88	137.2	144.8	152.4	167.6	182.9	198.1	213.4	228.6	243.8
2/3 A (cm)	31.1	41.4	58.7	91.4	96.5	101.6	111.8	121.9	132.1	142.3	152.4	162.6
Wc cm	19.8	31.5	46	66.5	83.6	120.3	135.3	169.8	204.3	238.8	273.3	307.7
B cm	45.7	61	86.4	134.3	134.3	149.5	164.5	179.4	194.3	209.2	224.2	239.1
C cm	17.8	39.4	38.1	61	76.2	91.4	121.9	152.4	182.9	213.4	243.8	274.3
D cm	25.9	39.7	57.5	84.5	102.6	149.9	157.2	193.7	230.2	266.7	333.2	339.7
E cm	61	61	76.2	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4
F cm	15.2	30.5	30.5	61	61	61	61	61	61	61	61	61
G cm	30.5	61	45.7	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91.4	91
K cm	2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
N cm	5.7	11.4	11.4	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9	22.9
R cm	40.6	40.6	40.6	50.8	50.8	50.8	50.8	61	61	61	61	61
M cm	30.5	30.5	30.5	38.1	38.1	38.1	38.1	45.7	45.7	45.7	45.7	45.7
P cm	76.8	90.2	108	149.2	167.6	185.4	222.3	171.1	308	344.2	381	417.2
X cm	2.5	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
Y cm	3.8	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
Caudal de Flujo Libre	Mínimo	0.0008	0.0014	0.0025	0.0031	0.0042	0.0119	0.0173	0.0368	0.0453	0.0736	0.085
	Máximo	0.0538	0.1104	0.252	0.4559	0.6966	0.9373	1.4272	1.9227	2.4239	2.9308	3.4377

Fuente: CEPIS

Continuación del cuadro 19 criterios, dimensiones y caudales de la canaleta Parshall

VALORES DE CALIBRACIÓN.		
W cm	k	n
7.6	0.1765	1.547
15.2	0.381	1.58
22.9	0.535	1.53
30.5	0.69	1.522
45.7	1.054	1.538
61	1.426	1.55
92.5	2.182	1.556
122	2.935	1.578
152.5	3.728	1.587
183.2	4.515	1.595
213.5	5.306	1.601
244	6.101	1.606
30 - 240	$Q = 0.372 * W * (3.281 Ha)^{1.568} W^{0.026}$	
Nota: Los coeficientes de la ecuación anterior son K y n, siendo "n" los que se encuentran en forma exponencial		

Fuente: CEPIS

#### 4.6.5 Tanque Imhoff

Se propone 1 unidad de tratamiento primario de tanque Imhoff, tendrá las siguientes dimensiones: Ancho: 2.9 m, Largo: 5.9 m y una profundidad de 7.50 m.

El lodo extraído del tanque Imhoff se depositará en un área de lecho de secado dividido en dos partes. Las del área de secado son: Largo total de 13.9 m, ancho total 5.0 m, y dividido en dos secciones de 2.5 m cada una. El lecho de secado tendrá un muro de 0.40 m de altura como mínimo.

Los cálculos hidráulicos del tanque Imhoff y la estructura del lecho de secado de lodos se observan en los siguientes cuadros.

De acuerdo a las características de las aguas residuales propuestos (según normas INAA para fuera de Managua) se espera una producción de lodos a extraer del tanque Imhoff de 27.844 m<sup>3</sup> por cada 30 días. El retiro de lodo depende de la temperatura del medio ambiente en el agua residual. Esta se propone a extraer una vez cada 30 días.

Cuadro 20 Tanque Imhoff

CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD
Población	P		8,441	hab
Dotación	Dot		105	lppd
Sólidos en Suspensión	SS		361.1	mg/l
DBO <sub>5</sub> Afluente	S <sub>o</sub>		<b>255.1</b>	mg/l
<b>Caudal Medio</b>	Qm	$Q_m = \frac{P * Dot * 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$	0.010	m <sup>3</sup> /s
Carga per cápita de DBO <sub>5</sub>	q	S <sub>o</sub> *(Dot*0.8)	21.428	grDBO/hab/día
			0.021	KgDBO/hab/día
Carga diaria de DBO	CTA	q*P	180.877	KgDBO/día
Coliformes fecales en el afluente	CFA		<b>2.06E+07</b>	NMP/100 ml
Porcentaje de Remoción de DBO	R		50	%
Concentración de DBO <sub>5</sub> en Afluente	S <sub>o</sub>	$\frac{DBO \text{ por día}}{Q_m}$	<b>220</b>	mg /l
<b>Concentración DBO en Efluente</b>	S	S <sub>o</sub> - (R *S <sub>o</sub> )	127.550	mg /l
Remoción de Coliformes			50	%
<b>Coliformes fecales en Efluente</b>	CFE	$CFA - 15 \% CFA$	1.03E+07	NMP / 100 ml
<b>CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN</b>				
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga Superficial	Cs	1	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /hr	1.0 - 1.7, INAA
Carga Sobre el Vertedero Efluente		24	m <sup>3</sup> /m/hr	7 - 25, INAA
Tiempo de retención	Trs	2	hr	2-4, INAA
<b>Velocidad Horizontal del Flujo</b>	V <sub>flujo</sub>	30	cm/min	INAA
Relación Longitud/Ancho (ΔL/Δb)	(ΔL/Δb)	2		INAA
Pendiente del Fondo	z	1.5		INAA
Abertura de Comunicación entre Cámaras		25	cm	15 - 30, INAA
Proyección Horizontal del Saliente		25	cm	15 - 30, INAA
Número de Sedimentadores	Ns	2		

Fuente. Propia

Continuación de cuadro 20 Tanque Imhoff

CÁLCULO	SIMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD
Volumen Total de Sedimentación	Vs	$Q_m \cdot Trs$	68.541	m <sup>3</sup>
Volumen por Sedimentador	Vsu	$V_s / N_s$	34.270	m <sup>3</sup>
Área Superficial mínima de Sedimentación	As	$Q_m / C_s$	34.270	m <sup>2</sup>
Área Superficial mínima por Sedimentador	Asu	$As / N_s$	17.135	m <sup>2</sup>
<b>Ancho de Sedimentador</b>	Bs	$\sqrt{Asu / (\Delta L / \Delta b)}$	<b>2.9</b>	m
<b>Longitud de Sedimentador</b>	Ls	$Bs \cdot (\Delta L / \Delta b)$	<b>5.9</b>	m
Área Transversal Rectangular de Sedimentador	Ars	$\frac{Vsu - (Ats \cdot Ls)}{Ls}$	2.64	m <sup>2</sup>
<b>Altura Rectangular de Sedimentador</b>	Hrs	$Ars / Bs$	0.90	m
Área Transversal Triangular de Sedimentador	Ats	$\frac{Bs}{2} \cdot Hts$	3.21	m <sup>2</sup>
<b>Altura Triangular de Sedimentador</b>	Hts	$\frac{Bs}{2} \cdot z$	2.20	m
Área Transversal Total de cada Sedimentador	ATS	$Ars + Ats$	5.85	m <sup>2</sup>
<b>Altura Total de cada Sedimentador</b>	HTS	$Hrs + Hts$	3.10	m
<b>Revisión de Velocidad Horizontal del Flujo</b>	V <sub>flujo</sub>	$\frac{Q_m}{ATS \cdot N_s}$	4.88	cm/min
<b>DEFLECTOR DE ESPUMA</b>				
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Por debajo de la Superficie		30	cm	INAA
Por encima de la Superficie		30	cm	INAA
Borde Libre	BL	60	cm	45 - 60, INAA
<b>ZONA DE VENTILACIÓN DE GASES</b>				
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
<b>Anchura de Abertura</b>		1	m	> 1.00 m
<b>Separación entre Sedimentadores</b>		1	m	> 1.00 m
Superficie en % del total		34	%	> 25 %

Fuente. Propia

Continuación de cuadro 20 Tanque Imhoff

CÁMARA DE DIGESTIÓN						
DATOS	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS		
Temperatura de Agua	Ta	> 25	°C			
Factor de Capacidad Relativa	fcr	0.5		Ver Cuadro D-2-1b	Al final del Apéndice D-2-1	
Tiempo de retención de lodos	Trc	30	días	Ver Cuadro D-2-1a		
Pendiente del Fondo	a	2		INAA		
Tubería de Extracción de Lodos	φ	25	cm	20 - 30, INAA		
		0.15	m	Al fondo de tanque		
Número de Cámaras	Nc	2	und			

Fuente. Propia

## Continuación de cuadro 20 Tanque Imhoff

CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Longitud de cada Cámara	Lc	$L_c = L_s$	5.85	m	
Volumen por Cámara	Vcu	$\frac{70 \times P \times fcr}{1000}$	147.718	m <sup>3</sup>	OPS, CEPIS, 05 163, UNATSABAR
Base Mayor de Cámara de Lodos	BMc	$= 2Bs + 2(Anchura \text{ de Abertura}) + Separación \text{ entre Sedimentadores}$	8.854	m	
Base Menor de Cámara de Lodos	Bmc		1.000	m	
Altura en Zona Trapezoidal	Htc	$\frac{BMc - Bmc}{2 \times a}$	1.964	m	
Volumen en Zona Trapezoidal	Vtc	$\left(\frac{Htc}{3} \times [(BMc \times Lc) + Bmc^2 + \sqrt{(BMc \times Lc) \times Bmc^2}]\right) / Nc$	19.646	m <sup>3</sup>	
Volumen en Zona Recta de cada Cámara	Vrc	$V_{cu} - V_{tc}$	128.072	m <sup>3</sup>	
Altura de Lodos en Zona Recta de cada Cámara	Hrc	$\frac{V_{rc}}{Lc \times BMc}$	2.471	m	
Distancia Libre hasta el nivel de Lodos			-3	cm	30 - 90, INAA
Profundidad Total del Tanque	HT		7.50	m	7.25 - 9.5, INAA
<b>LECHO DE SECADO</b>					
DATOS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS	
Densidad de los Lodos	$\rho_{lodo}$	1.04	Kg/lt	CEPIS	
Sólidos Contenidos en los Lodos	% Sólidos	10	%	CEPIS	
Altura del Lecho	Hl	0.4	m	0.2 - 0.4 m, CEPIS	
CÁLCULO	SÍMBOLO	FÓRMULA	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Carga de Sólidos que Ingresa al Sedimentador	C	$Q_m \times SS$	297.002	Kg de SS/día	
Masa de Sólidos que Conforman los Sólidos	Msd	$0.325 \times C$	96.525	Kg de SS/día	
Volumen Diario de Lodos Digeridos	Vld	$\frac{M_{sd}}{\rho_{lodos} \times \left(\frac{\% \text{ Sólidos}}{100}\right)}$	928.130	lts/día	
Volumen de Lodos a Extraerse del Tanque	$V_{extracción}$	$V_{ld} \times Trc$	27.844	m <sup>3</sup>	
Área del Lecho de Secado	Als	$\frac{V_{extracción}}{Hl}$	69.6	m <sup>2</sup>	
Ancho del Lecho de Secado	Bls		5.0	m	Asumido
Largo del Lecho de Secado	Lls	$\frac{Als}{Bls}$	13.9		

Fuente. Propia

Criterio de temperatura de agua para tiempo de digestión en días y factor de capacidad relativa (Tanque Imhoff).

Temperatura de Agua °C	Tiempo de Digestión en Días
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30
<b>Cuadro D-2-1a</b>	
Temperatura de Agua °C	Factor de Capacidad Relativa
5	2
10	1.4
15	1
20	0.7
> 25	0.5
<b>Cuadro D-2-1b</b>	
Fuente: OPS, CEPIS, Lima 2005	

#### 4.6.6 Biofiltros primario

Se proponen dos Biofiltros con las siguientes dimensiones: ancho 50.0 m y longitud de 86.5 m en los siguientes cuadros se muestran los resultados:

Cuadro 21 Biofiltro primario

DESCRIPCION.	SIMBOLO	FORMULAS	VALOR	UNIDAD	CRITERIOS
Coliformes Fecales en el Afluente	CFA		1.03E+07	NMP/100 ml	
<b>Coliformes Fecales en el Efluente</b>	<b>CFE</b>		<b>4.04E+02</b>	<b>NMP/100 ml</b>	< 1.00E+03, Cumple
Coliformes Fecales Removidos	CF <sub>remov.</sub>		99.996	%	
DBO <sub>5</sub> Afluente	S <sub>0</sub>		127.55	mg/l	
<b>DBO<sub>5</sub> Efluente Esperado</b>	<b>S</b>		<b>0.005</b>	<b>mg/l</b>	< 30, Cumple
DBO <sub>5</sub> Removido	DBO <sub>5remov.</sub>		99.996	%	
Caudal Medio	Qm		0.010	m <sup>3</sup> /s	
			822.49	m <sup>3</sup> /d	
Medio Filtrante		Grava Media			
Porosidad	η		0.38		
Conductividad Hidráulica	Ks		8000	m/día	
<b>Profundidad Media del Humedal</b>	<b>Hm</b>		<b>0.65</b>	<b>m</b>	0.40 - 0.85 m
Temperatura del Aire en el Mes más Frio.	T <sub>aire</sub>		25.8	°C	
Temperatura del Agua en el Mes más Frio	Ta	$10.443 + (0.688 * T_{aire})$	28.2	°C	
Constante de Biodegradación de la Materia Orgánica a 20°C	K <sub>20°C</sub>	$1.839 * 37.31 * \eta^{4.172}$	1.211	d <sup>-1</sup>	
Constante de Reacción de Primer Orden a Temperatura Ambiente	K <sub>d(Ta)</sub>	$K_{20^{\circ}C} * 1.06^{(T_a - 20^{\circ}C)}$	1.953	d <sup>-1</sup>	

Fuente. Propia

## Continuación del cuadro 21 Biofiltro primario

SUPERFICIE REQUERIDA					
Area Superficial Requerida	As	$\frac{Q_m * [\ln(S_o) - \ln(S)]}{K_d(T_a) * H_m * \eta}$	17305	m <sup>2</sup>	
Tiempo de Retención Hidráulica	Tr	$\frac{A_s * H_m * \eta}{Q_m}$	5.20	días	
Carga Orgánica	L <sub>org</sub>	$\frac{S_o * H_m * \eta}{T_r}$	60.63	KgDBO/ha*día	< 112, Cumple
Carga Hidráulica	CH	$Q_m/A_s$	475.30	m <sup>3</sup> /ha*d	470-1870, Cumple
DISEÑO GEOMÉTRICO					
Número de Biofiltros	N		4	unid	
Superficie Unitaria	Asu	$\frac{A_s}{N}$	4326.13	m <sup>2</sup>	
Caudal Unitario	Qmu		205.62	m <sup>3</sup> /día	
Pendiente del Fondo del Lecho	i		0.006	m/m	< 0.001 m/m
Relacion Largo/Ancho	L/B		2		
Ancho Unitario	B	$\sqrt{\frac{A_{su}}{N}}$	50.0	m	
Largo Unitario	L	$A_{su}/B$	86.5	m	
DETALLES GEOMÉTRICO					
Espesor de Tierra Superficial	Ht		0.10	m	0.05 - 0.15 m
Altura de Borde Libre	BL		0.20	m	0.2 - 0.9 m
Espesor del Lecho Filtrante en la Entrada del Biofiltro	H1	$H_m - (L/2 * i)$	0.41	m	
Profundidad del Humedal en la Entrada del Biofiltro	He	$H_i + BL + H_i$	0.71	m	
Espesor del Lecho Filtrante en la Salida del Biofiltro	H2	$H_m + (L/2 * i)$	0.89	m	
Profundidad de Salida del Humedal	Hs	$H_s + BL + H_s$	1.19	m	
Talud a lo largo	zL		2/3		
Margen Extra de Longitud a la Entrada del Humedal	Le	$H_s/zL$	1.07	m	
Margen Extra de Longitud a la Salida del Humedal	Ls	$H_s/zL$	1.78	m	
Longitud Total de Biofiltro	Lt	$L + L_e + L_s$	89.4	m	
Talud de Entrada del Humedal	zB	$H_s/zB$	2/3		
Margen Extra de la Base del Humedal	Bm		1.07	m	
Talud a lo ancho de la Salida del Humedal	zB'	$H_s/B_m$	8/9		

Fuente. Propia

Luego se pasa a una unidad de desinfección con cloro, para finalmente depositar el efluente en una depresión natural.



#### 4.6.7 Cloración

Para determinar en qué etapas del proceso de tratamiento debe aplicarse el cloro y en qué cantidad para lograr el propósito que se desee, se necesita saber cuáles son los efectos que produce al agregarlo a las aguas residuales.

El cloro es una sustancia sumamente activa que reacciona con muchos compuestos, dando productos muy diversos. Si se agrega una pequeña cantidad de cloro a las aguas residuales, se consumirá al reaccionar rápidamente con sustancia como el ácido sulfhídrico y el hierro ferroso. En estas condiciones, no se logra ninguna desinfección. Si se agrega suficiente cloro para reaccionar con todas estas sustancias, que se conocen como compuestos reductores, entonces otro poco más de cloro que se agregue reaccionará con la materia orgánica presente y formará compuestos orgánicos clorados, los cuales tienen una ligera acción desinfectante.

Los principales usos del cloro y sus compuestos en la recogida, tratamiento y evacuación de las aguas residuales se indican a continuación:

- Control del crecimiento de películas biológicas
- Control de la corrosión
- Control de olores
- Eliminación de grasas
- Reducción de la DBO
- Control de moscas en los filtros
- Control de aumento del volumen de lodo
- Control de espumas en los tanques Imhoff y digestores
- Reducción de los nitratos
- Reducción bacteriana
- Desinfección

De las muy diferentes aplicaciones continúa siendo la más importante la desinfección de las aguas residuales.

Ninguno de los métodos primario o secundario de tratamiento de aguas residuales puede eliminar completamente de ellas a las bacterias patógenas que siempre están presentes potencialmente.

El punto de aplicación del cloro debe localizarse en un lugar en donde el cloro que se añada pueda mezclarse rápidamente con toda la corriente de aguas residuales y de manera que pueda sostenerse dicha mezcla durante un mínimo de 15 minutos, antes de descargarse en la corriente receptora.

Finalmente se utiliza desinfección con cloro, como tratamiento terciario o final para poder reducir los coliformes hasta lo exigido por el decreto 33-95 del MARENA.

Eficiencia en remoción de coliformes: 99.99 %

El efluente de la desinfección es:  $4.04 \times 10^2$  NMP/100 ml

Material orgánica: 0.005 mg/l menor a 90 mg/l (decreto 33-95 del MARENA)

Coliformes fecales  $4.04 \times 10^2$  menor a  $1 \times 10^3$  NMP/100 ml (decreto 33-95 MARENA)

Normas de tratamiento y reusó del agua residual según INAA.

TRATAMIENTO	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN (%)					
	DBO5	BQO	SS	Coliformes	P	N
Tratamiento Preliminar o pretratamiento	15-30	10-20	15-30	10-25	0-10	0-10
Decantación Primaria	25-40	40-70	50-70	25-75	40-70	3-5
Efluente Primario + Coloración	40-60	70-90	37-85	99	40-70	40-60
Fosas Sépticas ó Tanques Imhoff	75-95	70-92	83-99	10-90	40-46	40-60
Lodos Activados (Airación Prolongada)	85-95	40-70	85-92	90	40-70	55-85
	80-90	40-70	90-99	90-98	85-91	40-60
	70-95	40-60	70-90	98-99	85-91	90-96
	70-85	40-80	50-90	99-99.99	85-90	90-96

Lodos Activados (Convencional)	40-80	70-90	60-80	99-99.99	85-91	90-96
Lechos Bacterianos	70-90	90-95	60-80	40-60	25-40	90-96
Efluentes Secundario + Coloración	70-95	60-70	90-99	90-98		90-96
	70-97	70-80	75-97	70-90		30-95
Lagunas Aerobias	90-99		95-100	75-97		
Lagunas Facultativas	92-96		95	95-1000		
Lagunas Anaerobias	80-99		95	25		
Humedales de Flujo Superficial Libre				25		
(Lagunas con Macrofitas)						
Humedales sub – superficial						
Biodiscos						
Filtro Verde (Irrigación)						
Filtro Verde (escorrentía)						
Infiltración - Percolación						

Fuente. Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de aguas  
residuales

#### **4.6.8 Remoción de contaminante en las diferentes etapas de tratamiento**

Los parámetros evaluados son la concentración de materia orgánica expresada en la forma de DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) y coliformes fecales.

Los datos iniciales tomadas de las normas del INAA son:

DBO<sub>5</sub>: 306 mg/l

Coliformes fecales:  $1 \times 10^7$  NMP/100 ml

Los valores límites que se permite descargarse al medio ambiente lo regula el decreto 33-95 del MARENA. Estos valores son:

DBO<sub>5</sub>: < 90 mg/l (para poblaciones menores a 70 habitantes)

Coliformes fecales: <  $1 \times 10^3$  NMP /100 ml

#### **4.6.9 Tratamiento Preliminar**

Según Normas Regular del Sistema de Tratamiento de Agua Residual y su Reúso, en el sistema de tratamiento preliminar al retener elementos flotantes como plásticos, papel y otros elementos quedan retenidos 50 % de DBO<sub>5</sub>, y 50 % de coliformes fecales.

Por lo que el efluente del tratamiento preliminar tendrá las siguientes características:

Materia orgánica en forma de DBO<sub>5</sub>: 255.1 mg/l

Coliformes Fecales:  $2.06 \times 10^7$  NMP/100 ml

#### **Eliminación de desechos retenidos en las unidades de tratamiento**

Los sólidos retenidos en las rejillas deben someterse a un proceso de escurrimiento para eliminar del agua antes de su vertido o tratamiento. Los sólidos recogidos de las rejillas son perjudiciales, e incluso peligrosos. Se deben de adoptar medidas de seguridad para los trabajadores que manipulan estos sólidos.

Los residuos sólidos deben ser depositados en vertederos controlados (relleno sanitario) o procesados en plantas de tratamiento de sólidos.

Para un buen funcionamiento es necesario revisar diariamente el canal y semanalmente se procede a rastrillar hacia el escurrido de los materiales retenidos.

Sólidos retenidos en el desarenador: El desarenador consiste en extraer del agua bruta la grava, arena y partículas minerales más o menos finas.

Con el desarenador se consigue: Evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión; impedir sobrecargas en las fases de tratamiento siguientes.

El desarenador tiene por objeto eliminar la totalidad de la arena fina y la mayor cantidad posible de lodos.

Para la limpieza del desarenador se maniobra la cortina de control y se procede a limpiar la válvula para su descarga, este trabajo puede efectuarse para las condiciones de ubicación en algunos de los puntos de tratamiento, por medios directos extrayendo las arenas con una pala especial.

Las arenas y lodos eliminados del desarenador siguen el mismo tratamiento que los sólidos retirados de las rejillas, ya escurrido se ponen en un contenedor, para luego ser depositado en el relleno sanitario municipal.

El uso de productos químicos como la cal viva, sirve para el control de malos olores que pudieran generarse como consecuencia del almacenamiento de residuos sólidos procedentes de la cámara de rejillas, desarenador y estructura de reparto.

Medidor de caudal: Recibe el mismo tratamiento que los conductos, es decir el retiro de cualquier tipo de material sedimentable acumulado, bien sea aguas arriba o aguas abajo.

Estructura de distribución: El principal cuidado a tener en cuenta es el retiro de material filamentosos que puede adherirse o aglomerarse en la placa de distribución o del sedimentable que pueda depositarse aguas arriba y aguas debajo de él.

#### 4.6.10 El tratamiento Primario

Tanque Imhoff, es sencillo operarlos y no exige la supervisión por parte de personal especializado. No existe equipo mecánico que mantener y su funcionamiento consiste en eliminar la espuma a diario y descargarla en las cámaras de gas más próximo y extrayendo el lodo del fondo de la cámara de digestión periódicamente hacia las áreas de secado.

El tanque Imhoff, cuya remoción de contaminantes es 50 % de remoción de materia orgánica expresada en DBO y 50 % de coliformes, esta remoción es debido al arrastre de los coliformes por las partículas que sedimenta y quedan retenidas.

Por lo que el efluente del tratamiento primario tendrá las siguientes características:

Materia orgánica en forma de DBO<sub>5</sub>: 127.550 mg/l

Coliformes Fecales:  $1.03 \times 10^7$  NMP/100 ml

Considerando únicamente la calidad del agua, se debe que las plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas usando tanques Imhoff, esta acarreará los siguientes efectos beneficiosos:

- Reducción de la turbidez
- Reducción de la dureza
- Oxidación de la materia orgánica
- Reducción de los coliformes
- Homogenización del caudal

Los efectos perjudiciales por el mal uso son los siguientes:

- Baja re-aireación
- Aumento de sólidos inorgánicos
- Desarrollo de algas
- Flujo estratificado
- Estratificación térmica

#### 4.6.11 Tratamiento secundario

Reactor UASB, el control de colores en la UASB se controla si el mantenimiento es adecuado, mantenimiento preventivo y correctivo. Para lograr esto, la principal acción preventiva será el evitar que los mismos habitantes arrojen al drenaje doméstico sustancias de carácter nocivo (aceites, grasas, líquidos automotrices, solventes, pinturas, insecticidas, pesticidas, etc.).

El tratamiento secundario está formado por dos módulos de reactor UASB, cuya remoción de contaminantes es: 99.99 % de remoción de materia orgánica expresada en DBO y 99.99 % de coliformes.

Por lo que el efluente del tratamiento secundario tendrá las siguientes características:

Materia orgánica en forma de DBO <sub>5</sub> :	0.005 mg/l
Coliformes Fecales:	4.04 x 10 <sup>2</sup> NMP/100 ml

#### 4.6.12 Tratamiento Terciario

El tratamiento terciario se propone con desinfección por cloración la cual termina de eliminar los coliformes fecales y otros microorganismos que no se pueden remover en ninguno de los procesos que se plantean antes.

#### 4.7 Presupuesto del proyecto

El costo total del proyecto del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para las zonas # 1 y #4 de la ciudad de Nueva Guinea es de C\$45,745,691.47<sup>2</sup> (cuarenta y cinco millones, setecientos cuarenta y cinco mil, seis ciento noventa y uno con 47/100) córdobas.

---

<sup>2</sup> Ver ANEXOS-Costo y presupuesto del proyecto, cuadro 7



# **CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1 Conclusiones**

1. El levantamiento topográfico, proporcionó la configuración altiplanimétrica del terreno, y a partir de la línea central de la calle principal, se estableció la configuración de la red, las cotas de cada nodo y las distancias de los tramos de las tuberías del proyecto.
2. Los elementos que componen el sistema de la red de distribución, se diseñaron de acuerdo a los datos arrojados por el estudio y bajo criterios hidráulicos.
3. El diámetro completo comprende: Red de recolección de tubería de 100 mm y 150 mm de diámetro.
4. Todos los componentes del sistema cumplen con las normas mínimas de seguridad y funcionamiento establecidas en las normas y fueron tomadas en cuenta en los procesos de cálculos para los dimensionamientos correspondientes.
5. Los componentes fueron creados de tal manera que los gastos operativos sean los mínimos y así mismo se cumpla con el requisito de facilidad de operación y mantenimiento que requiere ENACAL.
6. Las infraestructuras propuestas fueron concebidas con materiales que se pueden adquirir localmente de manera fácil y su manera constructiva accesible a la mano de obra local también.
7. Luego el tratamiento de las aguas se desea realizar el depósito finalmente un efluente que verterá al río el zapote para que esta realice un recorrido natural.
8. Finalmente se concluye que el proyecto tendrá un costo de C\$45, 745,691.47 (cuarenta y cinco millones, setecientos cuarenta y cinco mil, seis ciento noventa y uno con 47/100) córdobas.

## **5.2 Recomendaciones**

1. ENACAL en coordinación con la municipalidad y los pobladores, deben darle el mantenimiento adecuado al sistema, para que pueda funcionar eficientemente durante el período de diseño.
2. En el momento de la ejecución del proyecto, se debe garantizar la supervisión, para que se cumplan las normas constructivas que especifican los planos.
3. Para la ejecución de la obra es importante sugerir que se utilice mano de obra de la zona, esto para minimizar los costos de la obra.
4. Construir barreras vivas rompe vientos en los sectores aledaños a las plantas de tratamiento para evitar la erosión del suelo y la perturbación a la población con malos olores provenientes de los sistemas de tratamiento.
5. Capacitar a toda la población beneficiada con el proyecto con el fin de darles a conocer la importancia de conectarse al sistema y como darle buen uso al servicio.
6. Evaluar la planta una vez esté operando para ajustar los parámetros de calidad del agua que fueron asumidos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Bowles, J. (1981). Manual de laboratorio de suelos de Ingeniería
2. Baldizon, M (s.f.) *Apuntes de Ingeniería Sanitaria I, Alcantarillado sanitario*; Departamento de Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Nacional de Ingeniería, Nicaragua.
3. Baldizon, M (s.f.) *Apuntes de Ingeniería Sanitaria II, Tratamiento de aguas residuales*; Departamento de Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Nacional de Ingeniería, Nicaragua.
4. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente ,CEPIS.(2005). *Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización*. Lima 2005.
5. Francisco Noel Santamaria, Germa Gisselle Lopez (2012). Protocolo Monográfico "*Diseño del sistema de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento en la localidad de Tonala, Cabecera Municipal de Puerto Morazan, Chinandega*". Managua, Nicaragua.
6. *Ficha municipal de San Francisco de Cuapa*.(s.f). Recuperado el 18 de marzo de 2015, de <http://www.inifom.gob.ni>
7. *Instituto Nacional de información de desarrollo, INIDE*. (2008). Managua, Nicaragua.
8. Nicaragua, Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado, Ente Regulador (s.f.). *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*. Managua, Nicaragua.
9. *Principles of Geotechnical Engineering* Braja M.Das, (1998)
10. Universidad Nacional de Ingeniería (2001). *Normativa de Culminación de Estudios* (FTC). Managua, Nicaragua.

# **ANEXOS**

Cuadro 1 Enfermedades que más inciden en la ciudad de Nueva Guinea

	0-7 Días	8-28 Días	9D-11 Meses	1 año	2 - 4 años	5 - 9 años	10-14 años	15-19 años	20-34 años	35-49 años	50-59 años	60-64 años	65 y más	Total Masculino	Total Femenino	Total
Jacinto Hernández (Nueva Guinea-Zelaya Central)														0		
B82.9 -Parasitosis intestinal, sin otra especificación	0	0	395	1438	7618	8297	7291	7314	11023	5791	2543	1520	1063	20036	34257	54293
R51 -Cefalea	0	0	0	22	113	881	3371	7127	17120	11228	6227	3952	2868	19638	33271	52909
N39.0 -Infección de vías urinarias, sitio no especificado	0	0	806	767	1507	2504	3109	6710	14353	7934	3568	1889	1571	16162	28556	44718
J00 -Rino-faringitis aguda [resfriado común]	147	1169	6057	4873	4750	4377	3727	4093	6614	3294	1418	755	643	16328	25589	41917
I10 -Hipertensión esencial (primaria)	0	0	0	0	0	0	0	131	4967	8087	6251	4941	4720	12783	16314	29097
M06.9 -Artritis reumatoide, no especificada	0	0	0	0	0	0	0	1619	5932	7580	5117	4100	4488	9366	19470	28836
B37.9 -Candidiasis, no especificada	0	0	0	0	7	36	500	3179	9032	4469	1357	668	253	666	18835	19501
B49 -Micosis, no especificada	0	0	380	312	627	1008	1471	2603	4924	2976	1652	738	571	6655	10607	17262
K29 -Gastritis y duodenitis	0	0	0	0	0	31	551	1957	5606	4181	1947	1177	994	5979	10465	16444
D50.9 -Anemia por deficiencia de hierro sin otra especificación	0	0	303	743	1057	1536	1483	1680	2882	1600	600	249	258	5169	7222	12391
Otras causas:	0	117	5228	5348	9002	8706	8206	10574	17565	12251	7175	4716	4004	34070	58822	92892
SUBTOTAL POR U/S:	147	1286	13169	13503	24681	27376	29709	46987	100018	69391	37855	24705	21433	146852	263408	410260

Fuente: SILAIS Nueva Guinea

# **Costo y presupuesto del proyecto**

Cuadro 2 Costo y presupuesto de la red de alcantarillado:

ETAPA	SUB ETAPA	DESCRIPCION	U/M	CANT	COSTO C\$	
					UNIT	TOTAL
1		PRELIMINARES	Glb			133,917.5068
	1.1	Limpieza Inicial	m <sup>2</sup>	102.096	12.1	1,235.36
	1.2	Trazo y nivelacion	m	9,727.43	13.64	132,682.15
2		SISTEMAS DE RECOLECTORAS	Glb			C\$ 4119,856.69
	2.1	TUBERIA DE 4"				344,083.51
	2.1.1	Excavacion,Relleno y compactacion	m <sup>3</sup>			139,993.18
	2.1.1.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	m <sup>3</sup>	242.421	159.95	38,775.24
	2.1.1.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	m <sup>3</sup>	463.512	164.45	76,224.55
	2.1.1.3	Profundidad de 2.00 a 2.50 m	m <sup>3</sup>	84.888	172.05	14,604.98
	2.1.1.4	Profundidad de 2.50 a 3.00 m	m <sup>3</sup>	54.604	190.25	10,388.41
	2.1.2	Suministro e Instalacion	m	503.23	671	337,667.33
	2.1.3	Prueba de tuberias	m	503.23	12.75	6,416.18
	2.2	TUBERIA DE 6"				2845,072.23
		Excavacion,Relleno y compactacion	m <sup>3</sup>			C\$ 790,707.77
	2.2.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	m <sup>3</sup>	168.29775	175.945	29,611.15
	2.2.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	m <sup>3</sup>	1575.5985	180.895	285,017.89
	2.2.3	Profundidad de 2.00 a 2.50 m	m <sup>3</sup>	1311.6735	188.375	247,086.50
	2.2.4	Profundidad de 2.50 a 3.00 m	m <sup>3</sup>	1085.3741	210.98	228,992.23
	2.3	Suministro e Instalacion	m	3,789.64	737	2792,964.68
	2.4	Prueba de tuberias	m	3,789.64	13.75	52,107.55
3		OBRAS PARA REGISTRO	Glb			C\$ 1002,117.44
	3.1	POZOS DE VISITA SANITARIO				
	3.1.1	Profundidad de 0.00 a 1.50 m	c/u	28	7,856.33	219,977.30
	3.1.2	Profundidad de 1.50 a 2.00 m	c/u	55	9,223.80	507,308.84
	3.1.3	Profundidad de 2.00 a 2.50 m	c/u	20	10,046.15	200,922.92
	3.1.4	Profundidad de 2.50 a 3.00 m	c/u	6	12,318.06	73,908.38
4		CONEXIONES DOMICILIARES	c/u	645		C\$ 310,745.24
	4.1	A Colector de 4"				19,648.00
	4.1.1	Conex.Cortas (0.0 -3.5 m)	c/u	26	512	13,312.00
	4.1.2	Conex.Largas (3.5-5.5 m)	c/u	32	198	6,336.00
	4.2	A Colector de 6"				287,285.00
	4.2.2	Conex.Cortas (0.0 -3.5 m)	c/u	374	640	239,360.00
	4.2.3	Conex.Largas (3.5-5.5 m)	c/u	213	225	47,925.00
	4.2	CAJAS DE REGISTRO				
	4.2.1	Cajas de Concreto	c/u	645	3167.24	3,812.24
5		LIMPIEZA FINAL	m <sup>2</sup>	9,727.43	120	C\$ 1167,291.60
d) TOTAL						6733,928.47
e) Costo unitario directo						
f)Costo Unitario directo (15% d)						1010,089.27
g) costo unitario de administracion y utilidad (10% d)						673,392.85
h) Precio de venta sin Impuesto (d+f+g)						8417,410.59
i)Impuesto a la Alcaldia (1% de h)						84,174.11
j) Impuesto general de Venta (15% de h+i)						1275,237.70
k) Precio de venta con Impuesto (h+i+j)						C\$ 9776,822.40

Fuente: Propia



Cuadro 3 Costo y presupuesto del tratamiento preliminar:

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION		CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
						UNITARIO	TOTAL
1.0		Limpieza Inicial			Global		
	1.1	limpieza General del Todo el Campo de Tratamiento		5,794	m2		
	1.2	Trazado y Nivelacion de Obras Preliminares			m		
	1.3	Excavacion,Relleno y Compactacion			m3		
2.0		Construccion de Canal					3,335.56
	2.1	Cemento		3	Bolsas	240	720.00
	2.2	Arena		0.19	m3	700	133.00
	2.3	Grava		0.28	m3	900	252.00
	2.4	Varilla de Acero 3/8"		53.71	lbs	16.00	859.36
	2.5	Varilla de Acero 1/4"		37.6	lbs	16.00	601.60
	2.6	Alambre Acero N0 18		2.7	lbs	25	67.50
	2.7	Formaleta		1.16	m2	210	243.60
	2.8	Mano de Obra		1.31	m2	350	458.50
3.0		Construccion de Reja					10,758.58
	3.1	Cemento		1.62	Bolsas	240	388.80
	3.2	Arena		0.223	m3	700	156.10
	3.3	Grava		0.244	m3	900	219.60
	3.4	Varilla de Acero 3/8"		8.48	Lbs	16	135.68
	3.5	Varilla de Acero 1/4"		7.4	lbs	16	118.40
	3.6	Platina Metalica 3/4" * 3/16"		1	Unidad	800	800.00
	3.7	Lamina Metalica 1/4"		697.5	pulg2	12.00	8,370.00
	3.8	Electrodos Soldadores		1	Caja	500	500.00
	3.9	Mano de Obra		1	Unidad	70	70.00
4.0		Construccion de Desarenador					39,692.16
	4.1	Cemento		31	Bolsas	240	7,440.00
	4.2	Arena		3	m3	700	2,100.00
	4.3	Grava		3.18	m3	900	2,862.00
	4.4	Varilla de Acero 3/8"		439.26	lbs	16	7,028.16
	4.5	Varilla de Acero 1/4"		175.7	lbs	16	2,811.20
	4.6	Alambre Acero N0 18		22	lbs	25	550.00
	4.7	Formaleta		30.18	m2	210	6,337.80
	4.8	Mano de Obra		30.18	m2	350	10,563.00
5.0		Medidor Parshall					19,276.16
	5.1	Cemento		7	Bolsas	240	1,680.00
	5.2	Arena		0.45	m3	700	315.00
	5.3	Grava		0.91	m3	900	819.00
	5.4	Varilla de Acero 3/8"		38.89	lbs	16	622.24
	5.5	Varilla de Acero 1/4"		27.22	lbs	16	435.52
	5.6	Formaleta		1.74	m2	210	365.40
	5.7	Mano de Obra		1.74	m2	350	609.00
	5.8	Medidor Parshall Prefabricado		1	Unidad	14430	14,430.00
6.0		Caja de Recoleccion y Distribucion					9,606.90
	6.1	Bloque (0.40*0.15*0.17)		10	Unidad	15	150.00
	6.2	Cemento		12	Bolsas	240	2,880.00
	6.3	Arena		0.82	m3	700	574.00
	6.4	Grava		1.55	m3	900	1,395.00
	6.5	Varilla de Acero 3/8"		139.5	lbs	16	2,232.00
	6.6	Varilla de Acero 1/4"		83.7	lbs	16	1,339.20
	6.7	Formaleta		2.62	m2	210	550.20
	6.8	Mano de Obra		1.39	m2	350	486.50
7.0		Operación y Acabado					722923
	7.1	Malla Cidlon		5	Unidad	2500	12500
	7.2	Tubo de Acero 4" Galvanizado		265	Unidad	2020	535300
	7.3	Cemento		57	Bolsas	240	13680
	7.4	Arena		5.63	m3	700	3941
	7.5	Grava		6.26	m3	900	5634
	7.6	Pierda Cantera		940	Unidad	38	35720
	7.7	Varilla de Acero 3/8"		1355	lbs	16	21680
	7.8	Varilla de Acero 1/4"		1873	lbs	16	29968
	7.9	Alambre Acero N0 18		68	lbs	25	1700
	7.1	Electrodos Soldadores		10	Caja	500	5000
	7.11	Alambre de Puas		5	Unidad	700	3500
	7.12	Aborizacion		1	Global	2300	2300
	7.13	Limpieza Final		26000	m2	2	52,000.00
				d ) Costo Total Directo			805,592.36
				e) Costos Indirectos (15%* d )			120,838.85
				f) Utilidades (10% *d )			80,559.24
				g) Precios de venta sin impuesto (d+e+f)			1006,990.45
				h) Impuesto de alcaldia (1% *g)			10,069.90
				i) impuesto (15%*g)			1,510.49
				j) Precio de venta con impuesto			1018,570.84

Fuente: Propia

Cuadro 4 Costo y presupuesto tanque + biofiltro

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		<b>Mano de Obra</b>				28,025.91
	1.1	Trazado y Nivelacion		m	35	0.00
	1.2	Operador de Excavadora	10.667	hrs	38	405.35
	1.3	Operador de Vibrocompactadora	5.87	hrs	38	223.06
	1.4	Operador de Mezcladora	202.5	hrs	38	7,695.00
	1.5	Operador de Compactadora Manual	119.15	hrs	30	3,574.50
	1.6	Oficial Carpintero	79.29	hrs	42	3,330.18
	1.7	Ayudante Carpintero	79.29	hrs	28	2,220.12
	1.8	Ayudante Armador	155.55	hrs	28	4,355.40
	1.9	Oficial Fontanero	16	hrs	42	672.00
	1.1	Oficial Albañil	79.29	hrs	42	3,330.18
	1.11	Ayudante Albañil	79.29	hrs	28	2,220.12
2.0		<b>Materiales</b>				773,276.82
	2.1	Formaleta	959.93	m2	210	201,585.30
	2.2	Cemento	810.17	Bolsas	240	194,440.80
	2.3	Arena	67.16	m3	700	47,012.00
	2.4	Grava	98.11	m3	900	88,299.00
	2.5	Varilla de Acero 3/8"	514	lbs	16	8,224.00
	2.6	Varilla de Acero 1/2"	8417.78	lbs	16	134,684.48
	2.7	Varilla de Acero 5/8"	4119.67	lbs	16	65,914.72
	2.8	Alambre de Acero No 18	631	lbs	25	15,775.00
	2.9	Motobomba	2	Unidad	60500	121,000.00
	2.1	Tubo PVC SDR 41 8"	4	Unidad	1550	6,200.00
	2.11	Camisa 8"	3	Unidad	842	2,526.00
	2.12	Yee 8"	2	Unidad	950	1,900.00
	2.13	Codo 45 8"	2	Unidad	200	400.00
	2.14	Valvula de Pase 8"	2	Unidad	10000	20,000.00
3.0		<b>Equipos</b>				98,469.49
	3.1	Vibrocompactadora	5.8667	hrs	820	4,810.69
	3.2	Mescladora	135	hrs	435	58,725.00
	3.3	Compactadora Manual	119.15	hrs	30	3,574.50
	3.4	Excavadora	14.933	hrs	2100	31,359.30
						d ) Costo Total Directo
						899,772.22
						e) Costos Indirectos (15%* d )
						134,965.83
						f) Utilidades (10% *d )
						89,977.22
						g) Precios de venta sin impuesto (d+e+f)
						1124,715.28
						h) Impuesto de alcaldia (1% *g)
						11,247.15
						i) Impuesto (15%*g)
						1,687.07
						j) Precio de venta con impuesto
						1137,649.50

Fuente: Propia

Cuadro 5 Costo y presupuesto del lecho de secado:

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		Mano de Obra				9,173.51
	1.1	Trazado y Nivelacion	30	m	35	1,050.00
	1.2	Operador del Tractor	13.49	hrs	38	512.62
	1.3	Auxiliar de Operador Tractor	13.49	hrs	28	377.72
	1.4	Operador de Carga Frontal	8.11	hrs	35	283.85
	1.5	Operador de Camion Volquete	38.21	hrs	35	1,337.35
	1.6	Operador de Mezcladora	34.79	hrs	35	1,217.65
	1.7	Ayudante de Excavacion	13.49	hrs	28	377.72
	1.8	Oficial Albañil	7.7	hrs	42	323.40
	1.9	Ayudante Albañil	7.7	hrs	28	215.60
	1.1	Oficial Fontanero	16	hrs	42	672.00
	1.11	Ayudante Fontanero	16	hrs	28	448.00
	1.12	Oficial Armador	25.98	hrs	42	1,091.16
	1.13	Ayudante Armador	25.98	hrs	28	727.44
	1.14	Oficial Carpintero	7.7	hrs	42	323.40
	1.15	Ayudante Carpintero	7.7	hrs	28	215.60
2.0		Materiales				81,587.12
	2.1	Cemento	49	Bolsas	240	11,760.00
	2.2	Arena	3.87	m3	700	2,709.00
	2.3	Grava	5.91	m3	900	5,319.00
	2.4	Hormigon Rojo Semi-Cribado	4.18	m3	1300	5,434.00
	2.6	Ladrillo Rojo Cuarteron(23 cm*5 cm*11 cm)	1486	Unidad	6	8,916.00
	2.7	Varilla de Acero 3/8"	1796	Lbs	16	28,736.00
	2.8	Alambre Amarre No18	89.82	Lbs	16	1,437.12
	2.9	Formaleta	49.36	m2	350	17,276.00
3.0		Equipos				79,230.95
	3.1	Tractor de Oruga	14.2	hrs	1800	25,560.00
	3.2	Cargador Frontal	8.54	hrs	1350	11,529.00
	3.3	Camion Volquete	38.21	hrs	820	31,332.20
	3.4	Mezcladora	24.85	hrs	435	10,809.75
			d ) Costo Total Directo			169,991.58
			e) Costos Indirectos (15%* d )			25,498.74
			f) Utilidades (10% *d )			16,999.16
			g) Precios de venta sin impuesto (d+e+ f)			212,489.48
			h) Impuesto de alcadia (1% *g)			2,124.89
			i) impuesto (15%*g)			318.73
			j) Precio de venta con impuesto			214,933.10

Fuente: Propia

Cuadro 6 Costo y presupuesto del tratamiento secundario (Biofiltro):

ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
					UNITARIO	TOTAL
1.0		<b>Mano de Obra</b>				77,703.36
	1.1	Trazado y Nivelacion	1.107	m	35	38.75
	1.2	Operador y Tractor	79.985	hrs	35	2,799.48
	1.3	Auxiliar de Operador Tractor	79.985	hrs	28	2,239.58
	1.4	Operador de Carga Frontal	112.88	hrs	35	3,950.80
	1.5	Operador de Camion Volquete	158.21	hrs	35	5,537.35
	1.6	Operador de Motoniveladora	76.56	hrs	35	2,679.60
	1.7	Auxiliar de Operador Motoniveladora	76.56	hrs	28	2,143.68
	1.8	Operador de Compactadora	109.74	hrs	35	3,840.90
	1.9	Operador de Cisterna	61.3	hrs	35	2,145.50
	1.11	Operador de Mezcladora	0.55	hrs	35	19.25
	1.12	Ayudante de Excavacion	79.985	hrs	28	2,239.58
	1.13	Oficial Albañil	675.27	hrs	42	28,361.34
	1.14	Ayudante Albañil	675.27	hrs	28	18,907.56
	1.15	Oficial Fontanero	16	hrs	42	672.00
	1.16	Ayudante Fontanero	16	hrs	28	448.00
	1.17	Oficial Aramador	24	hrs	42	1,008.00
	1.18	Ayudante Armador	24	hrs	28	672.00
2.0		<b>Materiales</b>				2596,432.48
	2.1	Piedra Volcanica	167	m3	480	80,160.00
	2.2	Hormigon Rojo Sin-Cribar	294.336	m3	430	126,564.48
	2.3	Geomembrana	7803	m2	300	2340,900.00
	2.4	Tubo PVC SDR 41 6"	17	Unidad	1550	26,350.00
	2.5	Tee PVC SDR 41 6"	2	Unidad	300	600.00
	2.6	Cemento	10	Unidad	240	2,400.00
	2.7	Arena	0.98	m3	700	686.00
	2.8	Grava	1.3	m3	900	1,170.00
	2.9	Ladrillo de 2*4*12	382	Unidad	6	2,292.00
	2.1	Varilla de Acero 1/4"	11	lbs	16	176.00
	2.11	Varilla de Acero 3/8"	35	lbs	16	560.00
	2.12	Alambre de Amarre No18	2	lbs	25	50.00
	2.13	Brida 6"	2	Unidad	180	360.00
	2.14	Tapon 6"	4	Unidad	400	1,600.00
	2.15	Manguera flexible 6"	1	m	80	80.00
	2.16	Césped de Carrizo	6242	Unidad	2	12,484.00
3.0		<b>Equipos</b>				626,188.68
	3.1	Tractor de Oruga	95.1	hrs	1800	171,180.00
	3.2	Cargador Frontal	112.88	hrs	1350	152,388.00
	3.3	Camion Volquete	158.21	hrs	820	129,732.20
	3.4	Motoniveladora	76.56	hrs	820	62,779.20
	3.5	Compactadora	109.743	hrs	560	61,456.08
	3.6	Camion Cisterna	61.3	hrs	790	48,427.00
	3.7	Mezcladora	0.52	hrs	435	226.20
			d ) Costo Total Directo			6600,649.04
			e) Costos Indirectos (15%* d )			990,097.36
			f) Utilidades (10% *d )			660,064.90
			g) Precios de venta sin impuesto (d+e+f)			8250,811.30
			h) Impuesto de alcañia (1% *g)			82,508.11
			i) Impuesto (15%*g)			12,376.22
			j) Precio de venta con impuesto			8345,695.63

Fuente: Propia

Cuadro 7 Costo y presupuesto total

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO(C\$)	
			UNITARIO	TOTAL
Red de alcantarillado			C\$ 9776,822.40	C\$ 9776,822.40
Tratamiento preliminar	1	GLB	C\$ 1018,570.84	C\$ 1018,570.84
Tanque + Biofiltro	1	GLB	C\$ 1137,649.50	C\$ 1137,649.50
Lecho de secado	2	GLB	C\$ 214,933.10	C\$ 429,866.21
Tratamiento secundario (Biofiltros)	4	GLB	C\$ 8345,695.63	C\$ 33382,782.52
<b>Total</b>				<b>C\$ 45745,691.47</b>

Fuente: Propia

# PLANOS

# **DOCUMENTOS ACADÉMICOS**